

VŠB – Technická univerzita Ostrava  
Fakulta stavební  
Katedra geotechniky a podzemního stavitelství 224

**Realizácia jímky ako prostriedku pro založení mostního pilíře v korytu řeky**  
The Realization of Reservoir as a Tool for Bridge Pier Foundation in Riverbed

Študent:

Jozef Révay

Vedúci bakalárskej práce:

Ing. Marek Mohyla

Ostrava 2016

VŠB - Technická univerzita Ostrava  
Fakulta stavební  
Katedra geotechniky a podzemního stavitelství

## Zadání bakalářské práce

Student: **Jozef Révay**  
Studijní program: **B3607 Stavební inženýrství**  
Studijní obor: **3647R017 Geotechnika**  
Téma: **Realizace jímky jako prostředku pro založení mostního pilíře v korytu řeky**  
**The Realization of Reservoir as a Tool for Bridge Pier Foundation in Riverbed**  
Jazyk vypracování: **čeština**

Zásady pro vypracování:

Úvod do problematiky  
Přehled způsobů zakládání v korytu řeky  
Konstrukční a technologické řešení výstavby jímek  
Statické řešení jímky ze štětvnic  
Závěr

Seznam doporučené odborné literatury:

HULLA J., TURČEK P., BALIAK F., KLEPSATEL F. *Předpoklady a skutečnost v geotechnickom inžinierstve*. Bratislava: Jaga Group, v.o.s., 2002. ISBN 80-88905-42-7.  
ROZSYPAI. A. *Kontrolní sledování a rizika v geotechnice*. Bratislava: Jaga Group, v.o.s., 2001. ISBN 80-88905-44-3.  
HULLA J., TURČEK P. *Zakládání staveb*. Bratislava: Jaga Group, v.o.s., 2005. ISBN 80-8076-023-3.  
SARSBY R. *Environmental geotechnics*. London: Thomas Telford Ltd, 2000. ISBN 0-7277-2752-4.  
ORLT J., *Štětové stěny a jímky*. Praha: SNTL - Nakladatelství technické literatury n. p., 1967. 92 s.

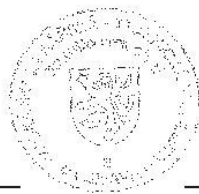
Formální náležitosti a rozsah bakalářské práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí bakalářské práce: **Ing. Marek Mohyla**

Datum zadání: **30.10.2015**

Datum odevzdání: **02.05.2016**

doc. RNDr. Eva Hrubešová, Ph.D.  
vedoucí katedry



prof. Ing. Radim Čajka, CSc.  
děkan fakulty

**Prehlásenie študenta**

Prehlasujem že som celú bakalársku prácu vrátane príloh vypracoval samostatne pod vedením vedúceho bakalárskej práce a uviedol som všetky podklady a literatúru.

V Ostrave .....

.....

podpis študenta

### **Prehlasujem že:**

- bol som oboznámený s tým, že na moju bakalársku prácu sa plne vzťahuje zákon č. 121/2000 Zb. – autorský zákon, najmä § 35 – použitie diela v rámci občianskych a náboženských obradov, v rámci školných predstavení a použitie diela školného a § 60 – školné dielo.
- beriem na vedomie, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (ďalej len VŠB-TUO) má právo nezárobkovo pre svoju vnútornú potrebu bakalársku prácu užiť (§ 35 ods. 3).
- Súhlasím s tým, že údaje o bakalárskej práci budú zverejnené v informačnom systéme VŠB-TUO.
- bolo zjednané, že s VŠB-TUO, v prípade záujmu z jej strany, uzatvorím licenčnú zmluvu s oprávnením použiť dielo v rozsahu § 12 ods. 4 autorského zákona.
- bolo zjednané, že užiť svoje dielo – bakalársku prácu alebo poskytnúť licenciu k jej využitiu môžem len so súhlasom VŠB-TUO, ktorá je oprávnená v takomto prípade od mňa požadovať primeraný príspevok na uhradenie nákladov, ktoré boli VŠB-TUO na vytvorenie diela vynaložené (až do ich skutočnej výšky).
- beriem na vedomie, že odovzdaním svojej práce súhlasím so zverejnením svojej práce podľa zákona č. 111/1998 Zb., o vysokých školách a o zmene a doplnení ďalších zákonov (zákon o vysokých školách), v znení neskorších predpisov, bez ohľadu na výsledok jej obhajoby.

V Ostrave.....

.....

podpis študenta

**Pod'akovanie**

Rád by som poďakoval svojmu vedúcemu bakalárskej práce Ing. Marekovi Mohylovi za odborné vedenie, pomoc a rady pri zapracovaní tejto práce.

**Anotácia bakalárskej práce:**

Samotná bakalárska práca sa zaoberá témou zakladania stavebných konštrukcií v tokoch riek kde sa uplatňujú špeciálne technológie. Najčastejšie sa však jedná o baranenie poprípadne vibrovanie štetovnicových stien. Tie sa používajú pre dočasné konštrukcie, ktoré slúžia na samotné založenie základových pilierov mostov. Využívajú sa jednoduché alebo dvojité ohrádzky, ktoré slúžia k zapaženiu ale aj k ochrane stavebnej jamy. Praktická časť práce je venovaná výpočtom mnou zadanej konštrukcie v programe GEO5 a klasickému výpočtu, kde je uvedený samotný výpočet, ktorý zahrnuje vplyv návrhových prístupov Eurocodu 7 na vnútorné sily a geostatické napätie. Všetky výsledky sú v súlade s normou EN 1997-1.

**Kľúčové slová:**

Štetovnica, stavebná ohrádzka, dvojité ohrádzka, mostný pilier, jednoduchá ohrádzka, pórový tlak, paženie, drevená ohrádzka

**Annotation:**

The actual work deals with the theme of the establishment of building structures in the rivers where they apply special technologies. Most often, however, ramming possibly vibrating sheet pile walls. They are used for temporary structures which are being set to the bridge pier foundation. They are used single or double cofferdams that serve the well-casing to protect the excavation. The practical part is devoted to calculating my desired structure in the program GEO5 and classical calculation, by mentioning the calculation itself, which includes the impact of design approaches Eurocode 7 on the internal forces and geo-static stress. All results are in accordance with EN 1997-1.

**Keywords:**

Sheet piling, construction cofferdam, double cofferdam, pier, simple cofferdam, pore pressure, sheeting, wood cofferdam.

## Zoznam použitého značenia

FS	Spočítaný stupeň bezpečnosti [-]
FS <sub>req</sub>	Požadovaný stupeň bezpečnosti [-]
H	Hĺbka stavebnej jamy [m]
I <sub>D</sub>	Index relatívnej uľahlosti [-]
R <sub>k</sub>	Vypočítaná sila v rozpere [kN]
S <sub>a</sub>	Výslednica aktívneho zemného tlaku [kN]
S <sub>p</sub>	Výslednica pasívneho zemného tlaku [kN]
S <sub>p1</sub>	Dielčia výslednica pasívneho zemného tlaku [kN]
S <sub>p2</sub>	Dielčia zložka výslednice pasívneho zemného tlaku [kN]
S <sub>p3</sub>	Dielčia zložka výslednice pasívneho zemného tlaku [kN]
S <sub>p4</sub>	Dielčia zložka výslednice pasívneho zemného tlaku [kN]
S <sub>r</sub>	Výslednica pasívneho zemného tlaku v kľude [kN]
S <sub>r</sub>	Stupeň saturácie [%]
S <sub>w</sub>	Výslednica tlaku vody [kN]
S <sub>w1</sub>	Dielčia zložka výslednice tlaku vody [kN]
S <sub>w2</sub>	Dielčia zložka výslednice tlaku vody [kN]
c	Súdržnosť [kPa]
c <sub>inj</sub>	Súdržnosť injektovanej zeminy [kPa]
d	hĺbka uloženia štetovnice [m]
d <sub>pr</sub>	Hĺbka štetovnice v priepustnej zeminy pod dnom jamy [m]
h	hĺbka vody v rieke [m]
k <sub>a</sub>	Súčiniteľ aktívneho zemného tlaku [-]
k <sub>h</sub>	Modul reakcie podložia [MN.m <sup>-3</sup> ]
k <sub>p</sub>	Súčiniteľ pasívneho zemného odporu [-]
k <sub>pφ</sub>	Súčiniteľ pasívneho zemného tlaku [-]
i	Hydraulický gradient [-]
k <sub>r</sub>	Súčiniteľ tlaku v kľude [-]
m	hrúbka injektovanej zeminy [m]
n	Pórovitosť [%]
u	Pórový tlak [kPa]
u <sub>a</sub>	Pórový tlak na strane aktívneho tlaku [kPa]
u <sub>p</sub>	Pórový tlak na strane pasívneho tlaku [kPa]

$x$	Znížená hĺbka stavebnej jamy od dna rieky [m]
$x_{act}$	Obecná veličina porušenia (Posúvacia sila, Napätie) [-]
$x_{pas}$	Obecná veličina brániaca porušeniu (vzdorujúca sila, pevnosť, nosnosť) [-]
$\gamma$	Objemová tiaž zeminy [ $\text{kN.m}^{-3}$ ]
$\gamma_{inj}$	Objemová tiaž injektovanej zeminy [ $\text{kN.m}^{-3}$ ]
$\gamma_s$	Objemová tiaž injektovanej zeminy [ $\text{kN.m}^{-3}$ ]
$\gamma_{sat}$	Objemová tiaž saturevanej zeminy [ $\text{kN.m}^{-3}$ ]
$\gamma_{su}$	Objemová tiaž zeminy pod hladinou vody [ $\text{kN.m}^{-3}$ ]
$\gamma_{su,a}$	Zvýšená objemová tiaž na strane aktívneho tlaku [ $\text{kN.m}^{-3}$ ]
$\gamma_{su,p}$	Znížená objemová tiaž na strane pasívneho odporu [ $\text{kN.m}^{-3}$ ]
$\gamma_w$	Objemová tiaž vody [ $\text{kN.m}^{-3}$ ]
$\sigma_a$	Napätie aktívneho tlaku [kPa]
$\sigma_p$	Napätie pasívneho tlaku [kPa]
$\sigma_z$	Zvislé geostatické napätie [kPa]
$\nu$	Poissonovo číslo [-]
$\varphi$	Uhol vnútorného trenia [ $^{\circ}$ ]
$\varphi_{inj}$	Uhol vnútorného trenia v injektovanej zemine [ $^{\circ}$ ]
$\psi$	Zmenšovanie súčiniteľom $\psi$ pre $[\delta] < \varphi$ [-]

Ostatné skratky sú vysvetlené v texte.



## Obsah

1. Úvod .....	12
2. Požiadavky kladené na ohrádzky .....	13
3. Prehľad spôsobov zakladania v koryte rieky .....	16
3.1. Druhy ohrádzok .....	16
3.2. Ohrádzky na nepriepustnom podloží .....	16
3.1.1. Hrádzové ohrádzky .....	17
3.1.2. Jednoduché tabuľové ohrádzky .....	18
3.1.3. Dvojité tabuľové ohrádzky .....	19
3.2. Ohrádzky na priepustnom podloží .....	20
3.2.1. Jednoduché drevené ohrádzky .....	21
3.2.2. Dvojité drevené ohrádzky .....	21
3.2.3. Stupňovité ohrádzky .....	22
3.3. Ohrádzky na skale .....	23
3.3.1. Skriňové ohrádzky .....	23
3.3.2. Zrubové ohrádzky .....	23
3.3.3. Betónové ohrádzky .....	24
3.4. Oceľové ohrádzky .....	25
4. Konštrukčné a technologické riešenie výstavby ohrádzok .....	28
4.1. Zarážanie štetovnic .....	28
4.1.1. Ručné baranenie .....	29
4.1.2. Strojové baranenie .....	29
4.1.3. Vibračné zarážanie .....	30
4.1.4. Vplachovanie .....	30
4.2. Spôsob rozoprenia .....	31
4.3. Odvodnenie .....	32
4.4. Práca v ohrádzkach .....	33

4.5 Ochrana a odstraňovanie ohrádzok.....	34
5. Statické posúdenie štetových konštrukcií.....	34
5.1. Podklady pre návrh.....	34
5.2. Geotechnické podklady .....	35
5.3. Zaťaženie konštrukcie .....	35
5.3.1. Zemné tlaky .....	36
5.3.2. Vplyv vody na štetovnice .....	38
5.3.3. Ostatné pôsobiace vplyvy .....	40
5.4. Metódy riešenia .....	41
5.4.1. Klasické metódy .....	41
5.4.2. Metoda závislých tlakov .....	42
5.4.3. Numerické metódy .....	43
6. Návrh štetovej ohrádzky.....	44
1. Návrhové prístupy podľa EC 7.....	45
6.1.1. Návrhový prístup 1 (NP1 – kombinácia 1,2).....	45
6.1.2. Návrhový prístup 2 (NP2) .....	46
6.1.3. Návrhový prístup 3 (NP3) .....	46
6.2. Klasické riešenie.....	47
6.2.1. Výpočet situácie bez injeckáže .....	47
6.2.2. Výpočet situácie s injeckážou .....	53
6.2.3. Porovnanie výsledok .....	57
6.3. Riešenie návrhu v programe GEO5.....	62
6.3.1. Použitý medzný stav .....	62
6.3.2. Návrhové prístupy použité v GEO5 .....	62
6.3.3. Výpočet.....	62
6.4. Porovnanie výpočtu v programe GEO5 a klasického výpočtu v zemine bez injeckáže.....	65
7. Záver.....	67

8. Zoznam literatúry .....	68
9. Zoznam obrázkov .....	70
10. Zoznam tabuliek .....	71
11. Zoznam rovníc .....	72
12. Zoznam grafov .....	73

# 1. Úvod

Stavebná ohrádzka je konštrukcia pomocou ktorej sa budujú základy mostných pilierov v korytách riek. Prvou zmienkou o použití tohto spôsobu zakladania je z obdobia Rimanov. Počas výstavby Trajanovho mosta cez rieku Dunaj využili drevené ohrádzky na výstavbu základov pilierov v rieke. V súčasnej dobe je často používaná nielen pri výstavbe ale aj rekonštrukciách či už mostných pilierov ale aj vodných stavieb. Je to vďaka rýchlosti a nízkym nákladom.

Bakalárska práca je zameraná na problematiku návrhu štetovnicovej ohrádzky v koryte rieky. Hlavnou úlohou je porovnanie a vyhodnotenie neinjektovanej zeminy s injektovanou a ktorá možnosť je v danom simulovanom prostredí výhodnejšia.

Práca je rozdelená do dvoch častí, ktorými sú teoretická a praktická. V teoretickej časti je formou rešerše priblížená problematika zakladania mostných pilierov a ich základov v korytách riek za pomoci stavebných ohrádzok. Praktická časť predkladá návrh riešenia jednoduchšej oceľovej štetovnicovej ohrádzky s použitím a bez použitia injektáže podzákladia. Výpočet je prevedený pomocou ručného výpočtu a porovnaný s výpočtom v programe GEO5.

Úvod práce oboznamuje s požiadavkami kladenými na stavebné ohrádzky a v ďalšej kapitole približuje používané druhy ohrádzok v rôznych prostrediach. Práca pokračuje technologickým prevedením ohrádzok od spôsobov zarážania štetovnic až po samotné odstránenie. Nasledujúca kapitola sa venuje statickým riešeniam pažiacich konštrukcií. Kapitola hovorí o možných prístupoch k výpočtu ako aj o tlakoch, ktoré pôsobia na konštrukciu.

V závere sú zhrnuté všetky dosiahnuté výsledky, ktoré sú porovnané spolu s komentármi a posúdením jednotlivých prístupov k výpočtu v nadväznosti na získané výsledky.

## 2. Požiadavky kladené na ohrádzky

Konštrukcia (Obr. 1), ktorá je zhotovená priamo vo vodnom toku, alebo v stojatej vode. Najčastejšie je využívaný tento spôsob zakladania pri mostných a vodných stavbách. Jej úlohou je chrániť stavebnú jamu pred vodou a tlakom, ktorý vytvára. Po zhotovení stavebnej ohrádzky k odčerpávaniu vody, ktorá sa nachádza v stavebnej jame aby sme mohli stavebné práce prevádzať v suchu. Nikdy však nedocielime dokonalé utesnenie a do stavebnej jamy preniká určité množstvo vody skrz štetovnice, ktoré je nutné odčerpávať. Po dokončení stavby sa ohrádzka zaplaví, samotná ohrádzka zruší a odstráni. [1],[2],[6], [17]

Obzvlášť veľké riziko vznikajúce pri ohrádzke je hydraulické prelomenie dna stavebnej jamy, ktoré vedie k strate stability a jej zrúteniu. K samotnému prelomeniu dna je možné zabrániť pritážením rohov alebo pred samotným odčerpaním vody z ohrádzky sa utesní dno stavebnej jamy injektovaním, alebo sa navrhne dostatočné dlhé štetovnice a tým sa predĺži drenážna dráha. [1],[6]

Tvar a veľkosť sú určené podľa potrieb budúceho staveniska a je potrebné zachovať istý prietokový profil rieky. Pokiaľ sa zriaďuje ohrádzky priamo v tečúcej vode je nutné prispôbiť tvar hydraulickým zákonom, aby nedochádzalo k veľkému vzdúvaniu hladiny vody. Preto je preferovaný oblúkový, klinový tvar v smere toku rieky, ktorý zabezpečuje obtekania vody okolo konštrukcie a samotný tvar znižuje vznikajúce tlaky ako aj spomínané vzdúvanie hladiny. V stojatých vodách sa využíva štvorcový tvar ohrádzky. Zároveň sa však snažíme docieľiť čo najmenšie rozmery ohrádzky aby boli znížené na čo najmenšiu možnú mieru prítoky vody a ušetrilo sa čerpanie. Pred prítokmi je možné konštrukciu chrániť obsypávaním zeminou. Samotná úspora stavebnej ohrádzky nesmie znemožňovať práce prebiehajúce v stavebnej jame ale aj nesmie byť znížená bezpečnosť pri práci. [1],[5],[6]

Výška sa stanovuje podľa určenia najvyššieho stavu hladiny vody, pri ktorej je stále ekonomické čerpanie vody z ohrádzky a je stále zaručená bezpečnosť. Spomínaný stav najvyššej hladiny ma byť vyznačený na stenách ohrádzky a označuje sa ako pracovná voda. Výškový rozdiel medzi hladinami vody okolo ohrádzky a čerpacou studňou v ohrádzky sa nazýva vzdutie. So stúpaním a klesaním vodného stavu sa vzdutie zväčšuje alebo zmenšuje a s ním aj samotné presakovanie cez zhotovenú konštrukciu ohrádzky. Samotná veľkosť vzdutia je rozhodujúci aspekt pre statické posúdenie konštrukcie, ktorá musí bezpečne odolávať tlaku vody, ktorý sa zväčšuje priamoúmerne so zvyšujúcim sa vzdutím. V prípade, že nestačí k zachyteniu vodných tlakov samotná konštrukcia je nutné navrhnuť vystuženie pomocou rozperných stien vo vnútri. Bežne sa ohrádzky budujú pre vzdutie hladiny do 8 m, pri väčších

hlbkach je nutné používať zvláštnych druhov ohrádzok. Pri stavbách námorného typu bolo výnimočne dosiahnutá hĺbka až 30 m avšak pri takýchto hĺbkach sa už využíva zakladanie pomocou studní alebo kesónovanie. Horná hrana ohrádzok ma byť navrhovaná s presahom nad pracovnou hladinou vody 30 až 50 cm. [5],[6]

Materiál ako aj samotná konštrukcia sa určí až po dôkladnom preskúmaní všetkých rozhodujúcich okolností určujúcich hospodárnosť, bezpečnosť ale aj účelnosť stavebnej ohrádzky. Tieto aspekty sú hlavne druh a kvalita pôdneho podložia, čas využitia ohrádzky, za akým účelom bola zhotovená a v neposlednej rade aj spôsob výstavby a použité pracovné postupy v ohrádzkach. [1],[6], [17]

Veľká vážnosť sa taktiež prikladá na podloženie pod vznikajúcou opornou konštrukciou podľa priepustnosti a pevnosti. Priepustnosť prostredia určuje schopnosť tesnenia podkladu a tým zamedziť prelomeniu dna. Pevnosť rozhoduje o použitý technológie zapúšťania konštrukcie ohrádzky do podkladu. Podľa podložia, v ktorom bude zhotovená konštrukcia stavebnej ohrádzky možno rozdeliť do niekoľkých skupín a to ohrádzky zakladané na nepriepustnom podloží, na priepustnom podloží, na skale a ohrádzky nasadzovanie. V poslednom prípade sa jedná o budovanie konštrukcie na hotovom objekte. [1],[5],[6]

Ďalším aspektom, ktorý je nutné zvážiť pri navrhovaní je vodný režim. Pod pojmov vodný režim rozumieme stav a samotné chovanie vodného prostredia, v ktorom sa bude ohrádzka budovať. Je sledovaný prúd vody, ktorý môže byť mierny, prudko tečúci ale môže sa jednať aj o stojaté vody. Pri hĺbke hovoríme o plytkej a hlbkej vode s náhlými zmenami výšky stavu vodného toku. Pokiaľ je predpokladané, že oporná konštrukcia bude zazimovaná je nutné uvažovať aj zo zamŕzaním hladiny a po skončení zimného obdobia jeho topením a možným presunom kryh po prúde rieky. [1],[6]

Účel ohrádzky je ďalším bodom, ktorý rozhoduje najmä o zložitosti ako aj mohutnosti konštrukcie. Najväčšie nároky sú kladené pri zakladaní nových objektov vo vodnom toku. Menšie nároky je možné uplatniť pri použití ohrádzky už na zhotovenom objekte, ktorý je nutné opraviť ako napríklad pri oprave vodných stavieb. Najjednoduchšie sú ohrádzky, ktoré sú využívané pri spevňovacích prácach na úpravu vodných tokov ako tomu býva v prípade dláždenia brehov riek. [6]

V prípade doby využívania stavebnej ohrádzky, ktorá je daná dĺžkou časového obdobia, v ktorom má byť zhotovená budúca stavba. Z hľadiska trvania nám do istej miery určuje voľbu materiálu a masívnosť konštrukcie. Pričom je nutné zobrať do úvahy kedy bude stavba dokončená či v priebehu stavebnej sezóny alebo bude oporná konštrukcia navrhnutá na prezimovanie. [1],[6]

V konečnom dôsledku samotný spôsob ako aj technológia stavby ovplyvní značne navrhovanú ohrádzku ako po stránke materiálovej ale aj konštrukčnej, tak aj po stránke dispozičnej. Hlavne pôjde o spôsob ťaženia výkopu a jeho vyvážanie z dna jamy a následná doprava stavebného materiálu do ohrádzky, osadzovanie a montáž rožných súčastí ako aj použitie vhodných druhov mechanizmov, ktoré uľahčia samotný stavebný proces. Medzi tieto zariadenia môžeme zaradiť rôzne zväžnice, výtahy alebo aj žeriavy. Čo ma za následok ovplyvnenie dispozície rozpieracej konštrukcie ohrádzky. [1],[6]

Až po zistení všetkých vyššie uvedených aspektov a po ich dôkladnom uvážení, s ktorými ruka v ruke prebieha hydrogeologický prieskum a následné vyšetrenie získaných hydrografických dát, spolu s návrhom organizácie a časového rozloženia výstavby môže byť zodpovedne navrhnutá vhodná stavebná ohrádzka.



**Obr. 1-** Stavebná ohrádzka [17]

### **3. Prehľad spôsobov zakladania v koryte rieky**

#### **3.1. Druhy ohrádzok**

V súčasnej dobe poznáme niekoľko typov ohrádzok, ktoré sú zhotovované z rôznych materiálov ako môže byť zemina, drevo, oceľ alebo betón. Všetky parametre na určenie materiálu a použitie druhu ohrádzky vyplýva už uvedených kritérií vyššie. Najzávažnejším faktorom je kvalita konštrukcie, pôdne podložie a vodný režim. [6]

V prípade nepriepustného podložia vo vode, ktorá je stojatá prípadne len pomaly tečúca s výškou hladiny 2 až 3 m sa zhotovujú hrádzové ohrádzky vytvorené zo zemného materiálu. Pokiaľ voda dosahuje výšku do 1,5 m ale podmienky sú rovnaké je možné použiť drevené ohrádzky, ktoré sú konštruované ako jednoduché tabuľové ak je hĺbka vodnej hladiny vyššia do 2,5 m a jedná sa o rýchlo tečúcu vodu zriaďujú sa dvojité tabuľové. [6]

Pri zhotovovaní ohrádzky na nepriepustnom podloží je možné využiť možnosť baranenia. Ak sa zakladá v mierne tečúcej vode s výškou hladiny od 2 do 3 m je postačujúce použiť drevenú ohrádzku. Na hĺbku 4 m a pri prudšie tečúcej vode sa zriaďuje dvojitá drevená ohrádzka v prípadoch, že sa hĺbka vody pohybuje vo výške 8 m sa výnimočne využívajú stupňovité ohrádzky. V súčasnej dobe sú úplne nahradené jednoduchými oceľovými ohrádzkami, ktoré je možné použiť aj na priepustnom podloží, aj v prípadoch kedy je voda prudko tečúca a hĺbkach väčších ako 8 m. [1],[6]

V mnohých prípadoch je podložie skalnatého charakteru čo prináša zo sebou výhodu, že nedôjde k prelomeniu dna hydraulickým tlakom. Pokiaľ sa skalnaté podložie nachádza vo vode pomaly tečúcej a hĺbka nepresahuje výšku viac ako 2 m sú používané drevené skriňové ohrádzky. Ak voda dosahuje výšku cez 10 m a jej prúdenie je veľmi rýchle sú budované ohrádzky zrubové. Vhodnou alternatívou je využitie betónovej ohrádzky hlavné v prípadoch kedy je ju možné využiť ako súčasť budúceho základu objektu. [1],[4],[6]

#### **3.2. Ohrádzky na nepriepustnom podloží**

Môžeme vidieť približné hodnoty filtračného súčiniteľa, vďaka ktorému sme schopný zaradiť jednotlivé zeminy do kategórií relatívnej priepustnosti zemín podľa normy ČSN 73 6850. Sú uvedené aj príklady zemín ktoré tieto hodnoty nadobúdajú (Tab. 1). [1],[6],[13]



Príklad druhu zeminy	Relatívna priepustnosť zeminy podľa ČSN 73 6850	Približne rozmedzie filtračného súčiniteľa k [m.s <sup>-1</sup> ]
Íly Ílovité hliny	Veľmi nepriepustná	$< 10^{-10}$
Hliny Ílovité hliny piesčité Piesčité íly	nepriepustná	$10^{-8} - 10^{-10}$
Hlinité piesky a štrky Ílovité piesky a štrky Piesčité a štrkovité hliny	Málo priepustná	$10^{-6} - 10^{-8}$

**Tab. 1** – Orientačné hodnoty priepustnosti [13]

V danom podloží sa využívajú ohrádzky hrádzové, jednoduché tabuľové a dvojité tabuľové, o ktorých si povieme viac v samostatných odstavcoch.

### 3.1.1. Hrádzové ohrádzky

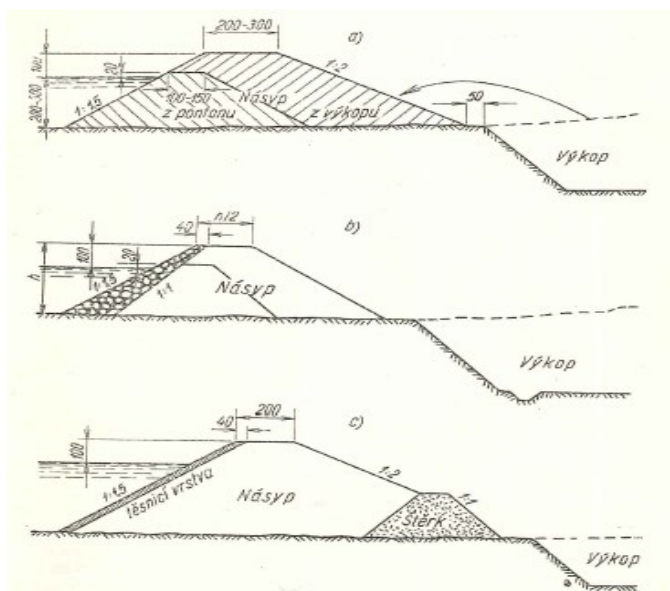
Jedná sa o najjednoduchšiu ohrádzku. Sú zhotovované z hlinitých a ílovitých štrkopieskov popri prípade z pieskov s obsahom ílu aspoň 10%. Samotné dno, na ktorom bude prebiehať výstavba budúcej základovej konštrukcie mostu môže byť skalnaté alebo kamenité aj nerovné, ale musí byť nepriepustné. Voda v prostredí môže byť stojatá, alebo veľmi pomaly tečúca z hĺbkou 2 – 3 m. Priebeh výstavby hrádzovej ohrádzky začína sypaním zeminy z pontónov až do výšky cca 20 cm nad pracovnú vodu. Sklony svahom sú určené podľa použitého druhu zeminy a to buď v pomere 1:1 alebo až 1:2, šírka koruny má mať 1 – 1,5 m. Po dokončení tejto operácie sa na hrádzku nasypáva výkopoch z ohrádzky dovtedy kým sa nevytvorí hrádza s výškou presahujúcou 1 m nad pracovnú vodu, s korunou ktorá má mať šírku najmenej 2 m alebo aspoň so šírkou rovnajúcej sa polovici výšky zbudovanej hrádzovej ohrádzky (Obr. 2). [6]

Vo vodách, ktorých prúd je prudšie tečúci sa návodný svah, tj. svah, ktorý je omývaný vodou, chráni kamenným obkladom. V prípade, že násypový materiál je priepustného charakteru, ukladá sa na návodnej strane tesniaca ílovitá vrstva, ktorá sa dodatočne chráni štrkovým násypom. Voda prelievajúca sa hrádzou sa sťahuje k päte vzdušného svahu do štrkovej opornej hrádzky, ktorá bráni rozplaveniu jemnej násypovej zeminy. Ohrádzky, ktoré odolávajú silnejšiemu prúdu alebo majú odolávať splavovaniu ľadových kryh po zimných

mesiacoch sa chránia navyše ešte kamenným zásypom a dlažbou zriadenou na tesniacej vrstve. [1],[6]

Je nutné zabezpečiť hrádzové ohrádzky pred preliatím vodou pretože by došlo k jej poškodeniu čo by malo za následok jej pretrhnutie a zatopenie celého priestoru ohrádzky. Preto sa presah koruny ohrádzky navrhuje aspoň na výšku 1 m nad pracovnú vodu. V prípade, že hrozí preliatie musí sa bezpodmienečne ohrádzka zaplaviť bez poškodenia koruny. [6]

Nevýhodou hrádzovej ohrádzky sú jej rozmery, pretože šírka je 4-násobok jej výšky. Preto sú najviac využívané pri rozsiahlych riečnych stavbách, v prípade že nezužujú tok rieky a nezvyšujú hladinu vody. Ak by neboli dodržané tieto podmienky došlo by k zvýšeniu prietocnej rýchlosti a mohlo by dôjsť k podomletiu hrádze. Bohužiaľ ich najväčšou slabinou je malá bezpečnosť veľmi ľahko sa pretrhnú. [6]

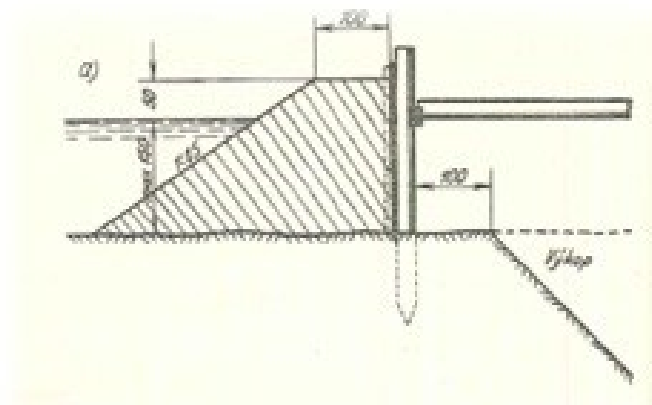


Obr. 2 - Hrádzové ohrádzky [6]

### 3.1.2. Jednoduché tabuľové ohrádzky

Využívajú sa v kludnej a nie príveľmi hlbokoj vode. Zaberajú oveľa menej priestoru ako hrádzové ohrádzky. Ich tesnosť je dobrá pri hĺbkach do 1,5 m a pomerne rovnom dne (Obr. 3). Konštrukcia je zhotovená z fošien dĺžky 4 – 5 m, ktoré sa opierajú o drevené alebo oceľové pilóty. Pilóty sú zarážane vo vzdialenosti 1,5 – 2 m z čoho plynie, že každá tabuľa, ktoré sa vzájomne prekrývajú sú opreté o 3 pilóty. Uchytenie jednotlivých drevených tabúl je zabezpečené v prípade spojenia z drevenými pilótami pribitím a spojenie s oceľovými pilótami je zabezpečené hrubým drôtom. Spodná hrana tabúl musí byť zaostrená aby lepšie prenikla do dna. Podložie musí byť zbavené väčších prekážok ako sú kamene a pod.. Pilóty sú spojené na

vnútornej strane jednou klieštinou, ktorá je spevnená vodorovnými rozpernými trámami. Na návodnej strane musí byť vybudovaný tesniaci násyp, ktorý v korune dosahuje šírky 1 m zo sklonom svahov 1:1,5 až 1:2 podľa použitej zeminy. Päta násypu sa môže zaistiť kamenným zásypom.



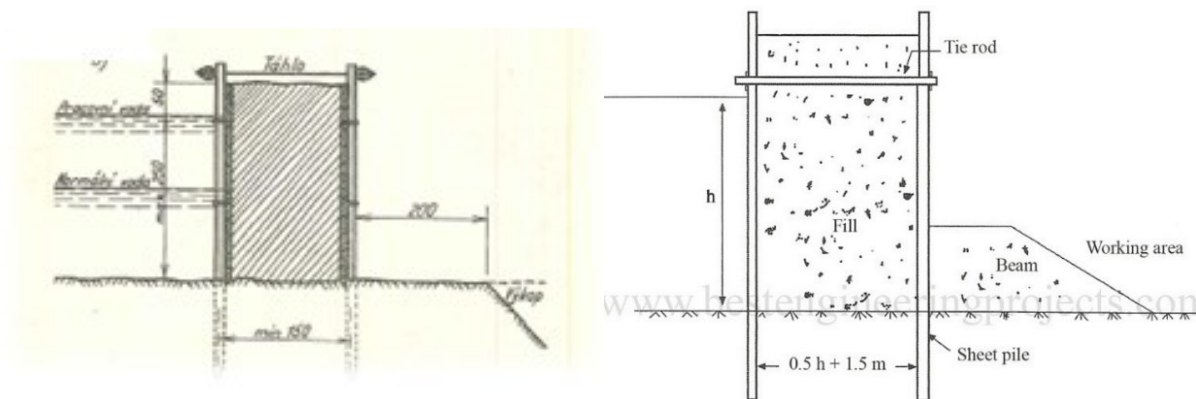
**Obr. 3 - Jednoduchá tabuľová ohrádzka [6]**

### 3.1.3. Dvojité tabuľové ohrádzky

Sú najčastejšie využívané v prúdiacej vode s výškou hladiny do 2,5 m. Ich konštrukcia je rovnaká ako v prípade jednoduchých tabuľových ohrádzok s rozdielom, že sú delené po výške. Uchytenie v podloží je zabezpečené pilótami, ktoré sú od seba vzdialené 1,5 – 2 m v dvoch radoch. Vzdialenosť radov je približne rovná hĺbke vody alebo minimálne 1,5 m. Jednotlivé rady pilót sa spájajú klieštinami, ktoré sú zhotovené z nehraného dreva. Medzi sebou sa klieštiny spájajú oceľovými tiahmi u každej pilóty. Jednotlivé tabule sa vkladajú medzi pilóty a pripevňujú sa k nim rovnako ako v prípade jednoduchej ohrádzky. Ako izolácia sa medzi tabule zatláča piesčito ílovitá zemina alebo ílovito štrkový piesok (Obr. 4). [6]

Ohrádzka sa nerozpiera v prípade, že všetok vznikajúci tlak od vody prevezmú pilóty. S tohto dôvodu musia byť pilóty dostatočne pevné a tuhé a hlboko zabaranené. Pokiaľ je dno skalnaté využíva sa prevrtávanie otvorov, do ktorých sa vkladajú oceľové pilóty a upevňujú sa klinmi. [6]

Výkop musí byť v dostatočnej vzdialenosti od kraja ohrádzky a pilót aby nedošlo k porušeniu pilót. Najčastejšie sa uvažuje zo vzdialenosťou, ktorá je rovná hĺbke vody no minimálne je navrhované 2 m. [6],[14],[16]



**Obr. 4 - Dvojitá tabuľová ohrádzka [6],[16]**

### 3.2. Ohrádzky na priepustnom podloží

Ako je vidieť približné hodnoty filtračného súčiniteľa v zeminách priepustných ako aj ich slovné pomenovanie a zatriedenie do skupiny relatívnej priepustnosti podľa ČSN 73 6850 (Tab. 2). V priepustnom podloží môže dochádzať k presakovaniu vody pod dnom zhotovenej stavebnej ohrádzky čo môže mať za následok prelomenie dna a dôjde k strate stability celej konštrukcie. Preto je nutné čo najhlbšie zarazenie aby bolo možné dosiahnuť nepriepustné podložie. [6],[13]

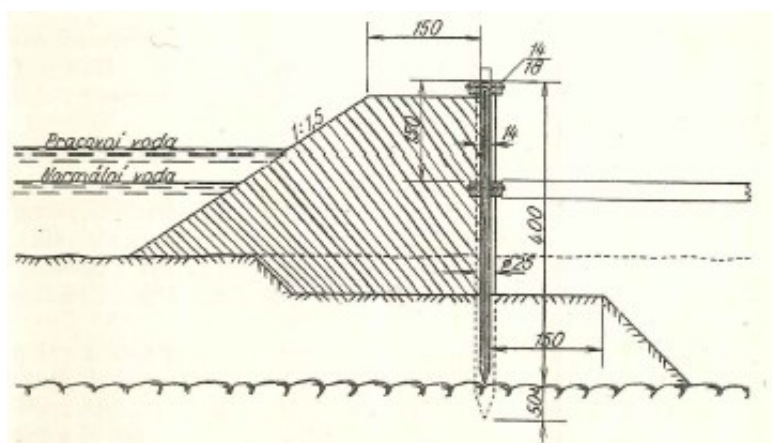
Príklad druhu zeminy	Relatívna priepustnosť zeminy podľa ČSN 73 6850	Približne rozmedzie filtračného súčiniteľa $k$ [m.s <sup>-1</sup> ]
Piesky a štrky s prímесou jemnozrnnej zeminy (5 až 15%)	priepustná	$10^{-4} - 10^{-6}$
Čisté piesky a štrky, piesčité štrky, piesky a štrky s prímесou jemnozrnnej zeminy (<5%)	Veľmi priepustná	$> 10^{-4}$

**Tab. 2 – Orientačné hodnoty priepustnosti [13]**

### 3.2.1. Jednoduché drevené ohrádzky

V pomaly tečúcich vodách s hĺbkou od 2 – 3 m stačí jednoduchá drevená ohrádzka (Obr. 5). Jedná sa o štetovú drevenú stenu s vodiacimi pilótami priemeru 25 cm, a štetovnicami šírky 10 - 16 cm, a klieštinami 14/16 až 16/22 cm ktoré sú zarážané podľa možnosti do nepriepustného podložia. Je možné ušetriť práce spojené s baranením a to spôsobom, že sa prebagruje do určitej hĺbky v podloží a potom sa začne zo zapúšťaním drevených štetovnic. Musí byť zabezpečená dostatočná hĺbka spojená so stabilitou steny. Samotná stavebná jama musí byť vzdialená od štetovej steny minimálne 1,5 m aj viac, podľa druhu pôdy a hĺbky baranenia. [6],[14]

Nepriepustnosť je možné zvýšiť násypom z tesniaceho materiálu a návodnej strane. Šírka násypu musí mať najmenej 1,5 m a vyčnievať 50 cm nad hladinou pracovnej vody. V prípade rozopierania je možné použiť drevenú rozpieraciu konštrukciu, ktorá je zapretá do klieštin. Pokiaľ nie je možné použiť rozopieranie zvyšuje sa stabilita násypom z vnútornej strany. [6],[14]

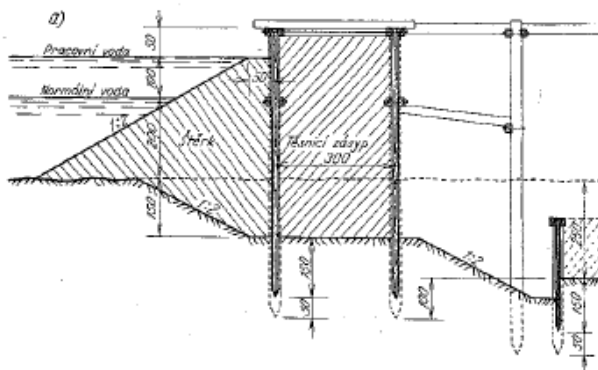


Obr. 5 - Jednoduché drevené ohrádzky [6]

### 3.2.2. Dvojité drevené ohrádzky

Zhotovujú sa v silno prúdiacej vode, ktorej hĺbka je rozmedzí 2 – 4 m. Je z dvoch štetových stien, medzi ktorými sa nachádza výplňový materiál (Obr. 6). Výplň sa udusáva nad hladinou vody. Ako ochrana pred silnejším prúdom sa využíva obsyp na návodnej strane o výške 1 m nad normálnou vodou s korunou o šírke 50 cm. Baranenie sa prevádza rovnako ako v prípade jednoduchej drevenej ohrádzky. Ak sa zakladá v hrubej vrstve priepustnej zeminy časť sa odbagruje. Šírka ohrádzky priamoúmerne narastá podľa hĺbky vody. [6]

Ohrádzky sa spevňujú klieštinami a oceľovými tiahkami. Klieštiny sú umiestnené 50 cm nad pracovnú hladinu vody a dolné klieštiny v úrovni normálnej vody. Z úsporných dôvodov sa v plytkej vode baraní vonkajšia stena kratšie než vnútorná. Ak sa predpokladá väčšia hĺbka zakladania je možné použiť na nadstavenie vnútornej steny ohrádzky tabule z fošien. [6]

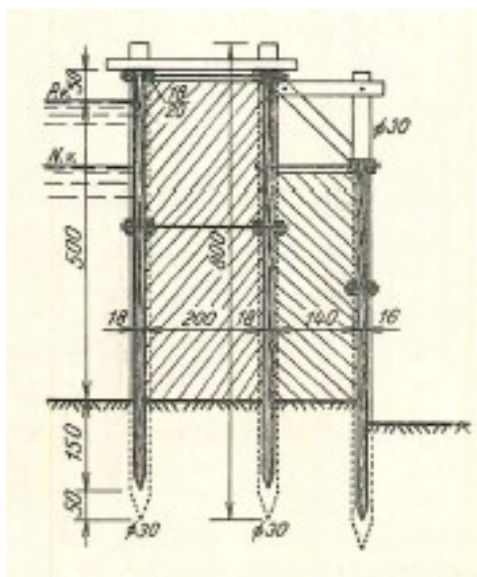


**Obr. 6 - Dvojitá tabuľová ohrádzka [6]**

### 3.2.3. Stupňovité ohrádzky

Sú zhotovené ako dvojité drevené ohrádzky. Jediným rozdielom je, že steny nie sú dve ale tri poprípadе až štyri s rôznou výškou (Obr. 7). Proces zhotovenia pozostáva z baranenia vonkajších štetových stien a priestor sa medzi nimi vyplní. Pod ochranou tejto konštrukcie sa zhotoví tretia nižšia stena a býva najhlbšie baranená. [6]

Sú spojované previazaním a vzperami. Oproti dvojitým dreveným ohrádzkam majú väčšiu tesnosť, zaberajú menej miesta a na ich vyplnenie nie je nutné použiť toľko tesniaceho materiálu. Je ich možné použiť pri veľkých hĺbkach až 8 m. [6]



**Obr. 7 - Stupňovitá ohrádzka [6]**

### 3.3. Ohrádzky na skale

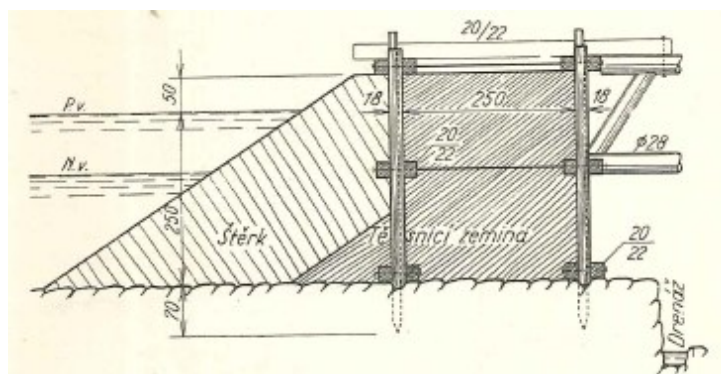
Vzhľadom na to, že do skaly nie je možné baraniť ani oceľové štetovnice a vonkoncom nie drevené je nutné použiť inú technológiu založenia ohrádzky.

#### 3.3.1. Skriňové ohrádzky

Využívajú sa v mierne tečúcej vode s výškou 2 m. Sú podobné dvojitém dreveným ohrádzkam ale sú oveľa viac široké a samotné vodiace pilóty sú zarazené do skalného podložia (Obr. 8). Samotné pilóty sú oceľové tvaru I alebo koľajnice. Osová vzdialenosť medzi pilótami je 1 – 1,5 m s hĺbkou zarazenia 50 – 70 cm. V prípade, že sa do skaly nedajú zaraziť použije sa predvŕtanie otvorov na danú hĺbku. Na vodiace pilóty sa pripevnia tri pári klieštin, z ktorých posledný pár sa ukladá čo možno najnižšie ku dnu. Vložením drevených štetovnic a krátkym baranením sa brit na spodnom okraji rozstrapatí a vytvorí tesniaci styk zo skalou. [6]

Medzi steny sa sype a dusá tesniaci ílovitý materiál, ktorý sa taktiež pridáva na návodnú stranu k päte vonkajšej steny. Na tento násyp sa ešte navŕši ochranný štrkový násyp. [6],[14]

Vodný tlak nemôžu zachytávať len vodiace pilóty, jeho časť musí prevziať aj rozperné rámy s rovinných klieštin. Samotnú stabilitu je možné zvýšiť aj priradením umelou záťažou. [6]



Obr. 8 - Skriňová ohrádzka [6]

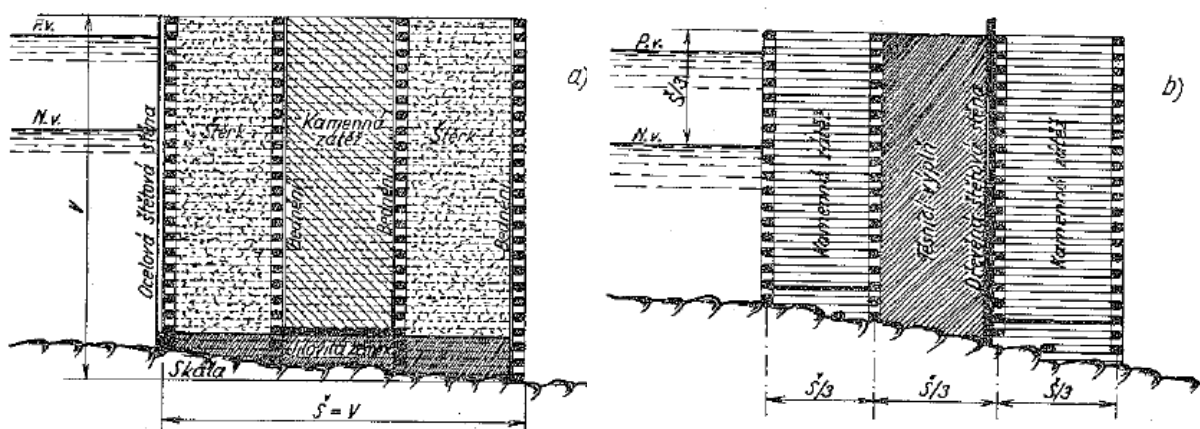
#### 3.3.2. Zrubové ohrádzky

Ďalšou možnosťou zhotovenia ohrádzky v silnom prúde rieky na skalnom podklade je použitie štetových stien o zrub opreté (Obr. 9). Konštrukcia sa zhotovuje buď z drevených polohranených trámov, ktoré sú kladené v dvoch radoch v kolmom smere vodorovne. Tvoria pôdorysný tvar štvorca o strane 2 – 3 m. Zhotovujú sa priamo na mieste. V prípade hlbšej vody



sa zhotoví na brehu podľa presne zameraného dna, aby správne dosadla. V miestach kríženia sa trámy spájajú klincami poprípade vrutmi. [6]

Samotný zrub sa priplaví na určené miesto a ponorí sa pomocou kamennej záťaže, ktoré sú vložené do niekoľkých štvorcových komôr. Po obvode má zrub z vnútornej strany riedke debnenie, aby bolo dokonale zabezpečené vyplnenie štrkom. Na návodnej strane ohrádzky sa použije oceľové štetovnice a pokiaľ je možné čiastočne sa zarazia do dna. Pokiaľ nie je možné túto možnosť realizovať zhotovuje sa medzi dvojitou zrubovou konštrukciou tesniaca výplň, ktorá je chránená na vzdušnej strane drevenou štetovou stenou prirazenou ku skale a opretú o zrubovú ohrádzku. Rozmery ohrádzky bývajú približne rovné jej výške. Sú odolné a pri náhlom zaplavení avšak majú značnú spotrebu dreva a aj obstavaného priestoru. [6]



Obr. 9 - Zrubové ohrádzky [6]

### 3.3.3. Betónové ohrádzky

V prípade použitia betónovej ohrádzky (Obr. 10) je nutné podklad zbaviť usadenín a zvetraného povrchu vďaka čomu lepšie prilahne a spoľahlivo tesní. Ak je priepustná zemina väčšej vrstvy odstráni sa prebagrovaním pokiaľ sa jedná o tenkú vrstvu odstráni sa až po usadení debnenia. Samotné debnenie sa opiera o I profily, ktoré sú zapustené do vyvrtaných otvorov a sú stiahnuté hrubými drôťmi. [6]

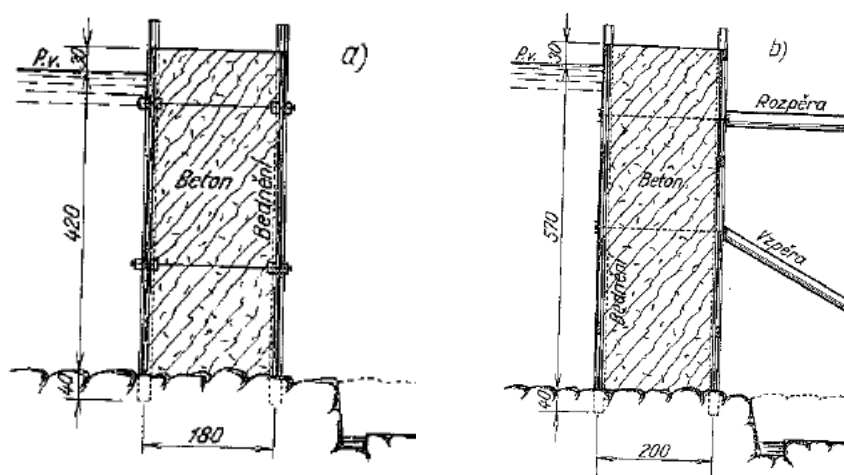
Betonáž prebieha pod vodou násypnými trúbami alebo košmi. V prípade výšky hladiny vody 4 - 5 m, vzdoruje ohrádzka vodnému tlaku vlastnou váhou bez nutnosti rozopierania. Vyššiu stabilitu je možné doceliť tvarom ohrádzky, ktorý tvorí nevelký uzavretý obrazec. V prípade ohrádzky s výškou 8 m, je nutné zabezpečiť rozopieranie drevenou konštrukciou. [6]

Ich použitie je výhodné pokiaľ budú súčasťou budúcej základovej konštrukcie. Potom sú priamo spojené s betónovým základom ako v prípade stavieb plavebných komôr. Zaberajú málo miesta vzhľadom na značnú váhu nemusia byť teda široké ale minimálna šírka steny je



30 cm, aby bola zaistená nepriepustnosť. Maximálna šírka aj pre najvyššie ohrádzky postačí najviac 2 m. [6]

V prípade že nebude ohrádzka súčasťou budúcej konštrukcie je nutné ju odstrániť. Odstránenie prebieha obvyčajne odstrelom. Odstrel je veľmi náročný pretože musí byť dokonale naplánovaný aby nedošlo k poškodeniu už zhotovenej základovej konštrukcie. [6]



Obr. 10 - Betónové ohrádzky [6]

### 3.4. Ocel'ové ohrádzky

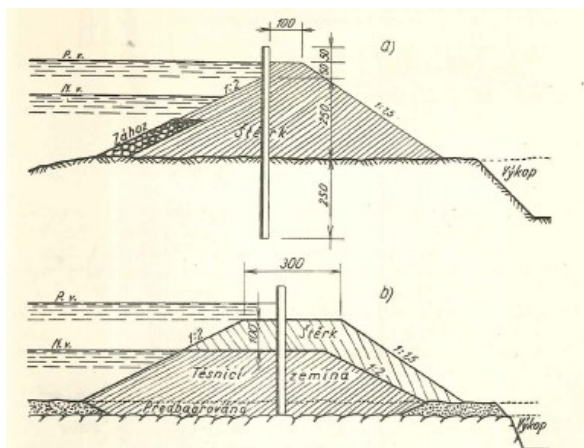
Pod pojmom ocel'ové ohrádzky (Obr. 11) sa uvažuje s jednoduchou alebo dvojitou ohrádzkou z ocel'ových štetovnic. Samotné steny sa barania až prípadne do nepriepustného alebo skalného podložia, pokiaľ je to vôbec ekonomicky dosiahnuteľná hĺbka, v ktorej sa nachádza vhodná zemina. V prípade, že tomu tak nie je a nie sme schopný dosiahnuť potrebnú hĺbku zabarania sa štetovnice aspoň na dostatočnú hĺbku votknutia, ktorá sa pohybuje v rozmedzí 40 – 80 % výšky vzdutia hladiny vody, podľa súdržnosti základovej zeminy. Pokiaľ by votknutie nebolo dostatočné môže dôjsť k prelomenia dnu príčinou vzostupného prúdenia tlaku vody. Prelomeniu dna je možné zabrániť aj použitím tryskovej injektáže, ktorá prebieha ešte pred samotným začatím baranie štetovnic. Vďaka úprave mechanických vlastností podložia dosiahneme lepšiu tesnosť ako aj pevnosť no za určitú daň a to v podobe zvýšenia nákladov. V kl'udnej vode je možné zabarať štetovnice bez nutnosti použitia klieštin. Až po úplnom dokončení sa z vnútornej strany zhotoví rozpieracia konštrukcia a následným postupným odčerpávaním vody. Ak nie je stena dostatočne vzdialená od výkopovej jamy vo vnútri ohrádzky, zaist'uje sa kamenným zásypom. [6],[14],[15]

Ak nie je možné použiť rozopieranie ohrádzky z dôvodu stavebných prác a prítomnosti veľkých mechanizmov prípadne kvôli veľkej šírke, zhotovuje sa tzv. obsypávaná ohrádzka. Samotný násyp je zhotovený buď z štrkového alebo kamenného materiálu v tvare hrádze spolu s oceľovou štetovnicou uprostred. Násyp Zaisťuje stabilitu štetovej steny a prípade použitia v kľudnej vode môže byť aj piesčitý avšak s mierne sklonenými svahmi. Na vnútornej strane býva mohutnejší ako na vonkajšej návodnej strane, ktorá je chránená buď zásypom alebo dlažbou. [6]

Je možné zhotoviť ohrádzku aj na skalnom podklade. Na skalný podklad sa nasype hrádza z tesniacej zeminy približne do výšky normálnej hladiny. Samotný skalnatý podklad musí byť pred začatím výstavby ohrádzky očistený od nánosov a usadenín na dne rieky. Ďalej sa pokračuje s prisypávaním štrkového prípadne piesčitého násypu, ktorý musí mať najmenej 1 m viac spolu s korunou o šírke 3 m. Do takto umelo vytvorenej hrádzovej ohrádzky sa zabaranie oceľová štetovnicovou stena. [6]

Ohrádzky zhotovené z oceľových štetovnic sa veľmi osvedčili v hlbkej a prúdiacej vode. Dôvodom sa stala ich nepriepustnosť pretože sú spájané jednotlivé časti pomocou zámkou, ktoré sú už samo sebe dosť tesné ale v prípade potreby je možné túto vodotesnosť ešte zvýšiť a to vloženie asfaltových pryží prípadne náterom. Počiatočná netesnosť sa odstráni po dotlačení zámkov samotným vodným tlakom a zanesením zvyšných dier v zámkoch pomocou sypania jemnej škvary alebo popolčka do vody pozdĺž steny. Veľkou výhodou pri použití oceľových štetovnic je ich ľahké baranenie a tiež jednoduché odstránenie po zhotovení základovej konštrukcie. Nespornou výhodou je aj ich opätovné použitie. Problémy pri baraní vznikajú len v prípade použitia v skalnatej pôde, kde jednotlivé veľké kamene bránia postupu štetovnice na určenú hĺbku. V takom prípade je ohrádzka netesná a priesakom je nutné zabrániť cementovými injektážami pozdĺž štetovej steny. V prípade použitia tejto metódy sú však zvýšené náklady a niekedy ani samotné injektovanie nie je účinné. [6]

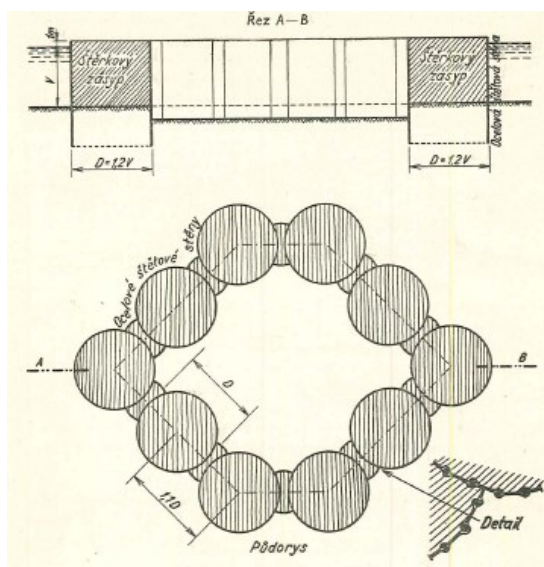
Pri použití jednoduchých oceľových ohrádzok do vzdutia hladiny 8 m a viac, rozopieranie bez problémov. Bola dosiahnutá hĺbka až 15 m spolu s použitím zvláštnej úpravy rozopretia. V prípade veľkého vzdutia alebo rýchlo púdiacich tokov riek s nekvalitným podložíom sa používa dvojité oceľová ohrádzka. Taktiež je možné ich použiť aj pri rekonštrukciách mostných pilierov spolu už spomenutou tryskovou injektážou. Dvojité oceľové ohrádzky môžu byť zhotovované ako dvojité drevené, tabuľové ohrádzky. V súčasnej dobe však prevláda použitie ohrádzky jednoduchej ktorá sa zabaraní a vnútro sa vyplní ílovitou zeminou. Nasleduje zabaranenie druhej rady štetovej steny do požadovanej hĺbky. Tým pádom nám vznikla dvojité ohrádzka v ktorej sa začína s výkopom stavebnej jamy na určenú hĺbku základu. Nevýhodu sú väčšie rozmery oproti jednoduchej oceľovej ohrádzke a zvýšené náklady vzhľadom na nutnosť zasypávania zeminou. [6],[15]



**Obr. 11 - Oceľová ohrádzka [6]**

Zvláštnym druhom oceľovej ohrádzky je použitie tzv. valcovanej ohrádzky (Obr. 12). Dávnejšie sa uplatnili tento spôsob zhotovovania iba pri výstavbách morských objektov, no v súčasnosti sa uplatňuje stále viac aj pri výstavbe veľkých riečnych stavbách. Jedná sa v podstate o jednotlivé valce zhotovené zo zabaranených plochých oceľových štetovnic a vyplnené štrkovým zásypom. Samotný priemer valca je daný výškou vzdutia hladiny vody a tieto valce sú radené vedľa seba s tesnou medzerou. Medzi sebou sú prepojené krátkymi valcovými stenami na vnútornej aj vonkajšej strane, ktoré sú taktiež vyplnené. Rada týchto oceľových valcov vzájomne spojených tvorí uzatvorenú tesniacu konštrukciu. Je výhodné použiť ich v prípade veľkej hĺbky sú udávané hĺbky až 30 m. Nespornou výhodou je stabilita konštrukcie, ktorá je zabezpečená samotným tvarom a vlastnou váhou ohrádzky bez nutnosti použitia rozopierania vďaka čomu je vnútro ohrádzky dostupnejšie pre mechanizmy. Valcová

ohrádzka však vyžaduje únosné dno, pretože samotné zaťaženie je dosť veľké. V prípade použitia v piesčitom podloží musí byť zabaranená do dostatočnej hĺbky. [6],[15]



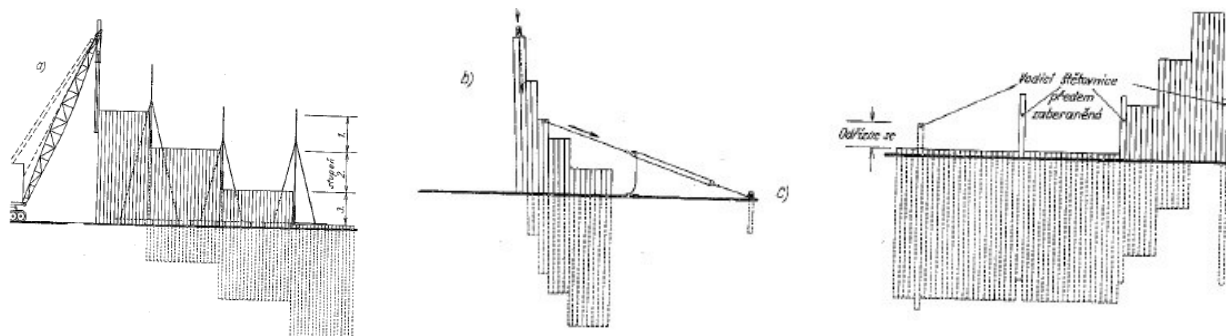
Obr. 12 - Valcová ohrádzka [6]

## 4. Konštrukčné a technologické riešenie výstavby ohrádzok

### 4.1. Zarážanie štetovnic

Spôsobov ako uložiť štetovnice do podložia je niekoľko. Použitie zarážania závisí na rozsahu práce teda od veľkostí ohrádzky a aj dĺžky použitej štetovnice. Je možné použiť ručné palice až univerzálne baranidlo. [6]

Baranidlá sú umiestňované na baranidlové konštrukcie, ktoré môžu byť zhotovené z lešenia prípadne použitia univerzálnej hlavy môže byť použitý aj autožeriav. Súčasťou konštrukcie je zdvojený oceľový prierez umožňujúci manipuláciu so štetovnicami. [6]

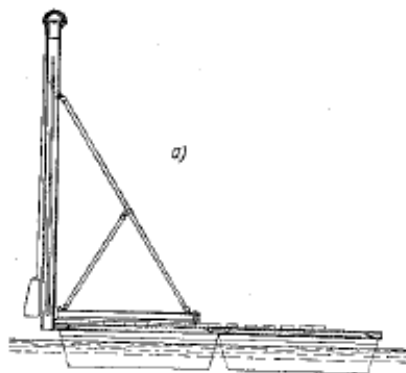


Obr. 13 - Baranenie štetovej steny a) stupňovité, b) šikmé, c) s vodiacimi štetovnicami [6]

#### 4.1.1. Ručné baranenie

Najviac sa uplatňuje pri zarážaní malých, krátkych a tenkých pilót, ktoré tvoria súčasť ohrádzky. Najvýhodnejšie pri ručnom baraní je použiť baran s vedením pretože sa jedná o rýchlejšiu metódu (Obr. 14). Barania sa výhradne len drevené pilóty a štetovnice. Ako konštrukcia baranenia sa využíva jednoduché lešenie alebo pontón podľa miesta baranenia štetovnic. [1],[6]

Pokiaľ sa baraní v nesúdržných zeminách je možné zarážať naraz celú štetovú stenu. V súdržnom podloží je možné postupovať stupňovite. Baranidlo sa posúva pozdĺž celej steny, najčastejšie o šírku štetovnice. Dnes sa jedná už o zastaralú technológiu a používa sa zriedkavo. [1],[6]



Obr. 14 - Ručné baranidlo na vode [6]

#### 4.1.2. Strojové baranenie

Železobetónové, oceľové štetovnice je potrebné zabaraňovať ťažšími mechanizmami. Je niekoľko typov strojových baranidiel od mechanických až po naftové.

Mechanické baranidla je možné použiť na všetky druhy baranených štetovnic a pre všetky druhy pôd. V prípade, že je váha barana v správnom pomere ku váhe baraniacej štetovnice alebo pilóty a nezáleží na rýchlosti baranenia.

Parné sú vhodné pre ťažké a mohutné prvky. Ich výhodou je použitie pod vodou pokiaľ je vyvedený výfuk nad hladinu. V súčasnej dobe sa jedná o zastaralú technológiu a nie je už používaná hlavne kvôli rozsahu teplôt, v ktorých sú schopné parné baranidla pracovať efektívne. Teplota sa musí pohybovať v rozmedzí  $+40^{\circ}\text{C}$  až  $-20^{\circ}\text{C}$ .

Posledným typom najpoužívanejším a najúčinnnejším je naftové baranidlo. Je výhodné ho používať pri rýchlej práci s ťažkými prvkami. Nevýhodou je nevhodnosť použitia do mäkkých, kyprých a stlačiteľných pôd. [6]

#### 4.1.3. Vibračné zarážanie

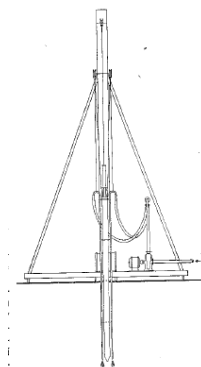
Najpreferovanejší a najrozšírenejší spôsob zarážania v súčasnej dobe. Využíva sa hlavne v nesúdržných pôdach spolu s kombináciou zarážania. Samotné vibrácie vyvodzuje baranidlo, ktoré je osadené na zarážaný prvok. Z tohto prvku sa vibrácie prenášajú do pôdy čo má za následok preskupenie pôdy, mení sa jej štruktúra a uvoľňuje príľnavosť k povrchu štetovnice alebo pilóty. Postup v pôde je zabezpečený vlastnou váhou a zaťažením baranidla. V kombinácii so zarázaním sú baranidla dvojnásobne výkonnejšie ako v prípade použitia iba vibračných. Uplatňujú sa v podložiach kde iba vibrovanie zlyháva. [6]

Pri vibrovaní je nutné celú operáciu robiť jednorazovo bez prerušenia. Dôvodom je rozvibrovaná pôda ktorá dovoľuje ľahšie baranenie iba po určitú dobu a následne prilľahne k štetovnici ešte pevnejšie. Rýchlosť zarážania je vo vhodných pôdach veľmi veľká. Čo predstavuje 1 – 3m za minútu. [6]

#### 4.1.4. Vplachovanie

Zarážanie štetovnic do nesúdržných pôd a do zemín piesčito hlinitých alebo slabo ílovitých je možné aj pomocou vplachovania tlakovou vodou (Obr. 15). Po použití tlakovej vody mení zemina konzistenciu čo uľahčuje zarážanie štetovnic vlastnou váhou. Najviac preferované je pri použití železobetónových štetovnic. Voda je privádzaná priamo k bitu štetovnice a vystupuje pozdĺž steny hore čo má za následok znižovanie trenia. [6]

Prívod vody je zabezpečený trúbkami, ktoré môžu byť súčasťou štetovnice alebo sú okolo nej a spúšťajú sa postupne so štetovnicou. Sú hrúbky 25 – 50 mm a na koncoch majú pripevné trysky. Pri vplachovaní sa trubky striedavo spúšťajú a povytťahujú aby nedošlo k upchatiu. Voda sa dodáva obvyčajne čerpadlom, ktoré musí byť dimenzované podľa hĺbky zarážania a druhu pôdy. Nie je vhodné túto metódu používať v miestach už stojacích objektov pretože môže dôjsť následnému sadaniu a teda k ich poškodeniu. Vo vhodných



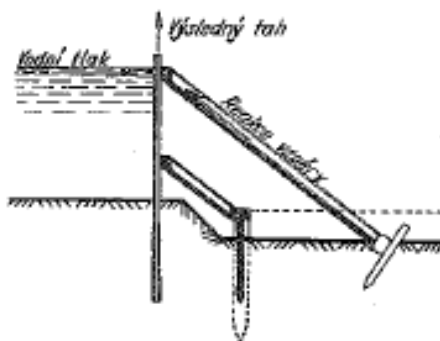
**Obr. 15** – Vplachovanie [6]

pôdach je však rýchlejší a nespôsobuje otrasy. Únosnosť vplachových štetovnic je rovnaká ako v prípade použitia baranených. [1],[6]

## 4.2. Spôsob rozoprenia

Každá ohrádzka musí byť navrhnutá tak aby bola schopná bezpečne preniesť zaťaženie vznikajúce od tlaku vody, ktoré na ňu pôsobí z vonkajšej strany. Nízke ohrádzky konštruované s dostatočnou stabilitou prípadne z vysokou vlastnou váhou sú dostatočne zabezpečené voči tomuto tlaku. V prípade vyšších a nie dostatočne zapustených ohrádzok je nutné uvažovať z rozopieraním alebo vzpieraním (Obr. 16). Pod pojmom rozopieranie sa rozumie vodorovná konštrukcia, ktorá stužuje ohrádzku proti vodorovným pôsobiacim tlakom. V prípade vzpieraní je zaistená štetová stena šikmými vzperami. Pokiaľ sa buduje ohrádzka opretá o breh využíva sa tento breh na opretie rozpier. V opačnom prípade sa rozopierajú protihľadá štetové steny. Nesmú byť príliš strmé, inak dochádza k vyťahovaniu samotnej steny. [6],[14]

Rozpery bývajú dĺžky 6 – 10 m, pokiaľ je ohrádzka príliš široká opierajú sa rozpery o pomocné pilóty (Obr. 17). Vodorovne rozpery sú často zdvojené a kladené na seba, aby sa docielilo ich opretie o pilótu približne rovnakej hrúbky. U menších ohrádzok sa využíva

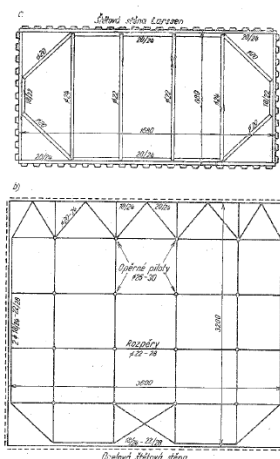


**Obr. 16 - Vzpieranie ohrádzky [6]**

vystuženie kratšej steny vzperadlom.. Krajné polia pozdĺž konštrukcie je opretá v prípade použitia drevených ohrádzok o klieštiny a u oceľových o jednoduché alebo zdvojené trámy, ktoré sú priložené po obvode štetových stien. [6]

Konštrukcia sa zväčša buduje vo výške normálnej vody. Avšak väčšinou nestačí len jedno rozopretie, hlavne pri použití vysokých ohrádzok. V takomto prípade sa zhotoví ešte jedno spodné rozopretie po čiastočnom odčerpaní vody s ohrádzky približne v úrovni dolných klieštín. Je možné ju nahradiť aj šikmými vzperami pokiaľ sa predpokladá, že by rozpieračia konštrukcia bránila stavebným prácam prevádzajúcim v ohrádzke. Tieto šikmé rozpery sú potom opreté o budúci základ alebo o pomocne pilóty. [6]

Ak je nutné vymeniť niektorý z prvkov musí sa najskôr tento segment odľahčiť pomocnými vzperami a rozperami. Až potom prebieha samotná výmena. Návrh opornej konštrukcie ma byť zhotovený podľa statického výpočtu, v ktorom musia byť zohľadnené príslušné namáhania a z toho vyplývajúce jednotlivé rozmery dielov. Je treba brať na zreteľ aj zmeny tlakov pri kolísaní hladiny vody v rieke ale aj v ohrádzke. Nesmie byť zanedbaná ani samotná váha rozpieracej konštrukcie ako aj vodný vztlak pri zaplavení ohrádzky, ktorý musí byť taktiež vhodným spôsobom zachytený. [6],[14]



**Obr. 17** - Schéma rozopierania štetovej steny [6]

### 4.3. Odvodnenie

Je pravdepodobné, že do ohrádzky preniká voda skrz štetovú stenu, pri ktorej nie sme schopný zabezpečiť dostatočnú tesnosť ako aj dnom vyhlúbenej jamy. V prípade výstavby väčších priemerov ohrádzok je nutné uvažovať aj so zrážkovou vodou. Z dôvodu prác, ktoré prebiehajú v jame je nutné vodu zachytiť a odčerpať. Odčerpávanie prebieha nepretržite poprípade v krátkych intervaloch mimopracovnej dobe. [6]

Odvádzanie vody je zabezpečené pomocou drenáží, otvorených rýh, ktoré sa zhotovujú po obvode zakladaného objektu tzn. po vnútornej strane štetovej steny (Obr. 18). Drenáže sa postupne prehĺbujú z hĺbkou stavebnej jamy, až do momentu kedy je dosiahnutá nutná hĺbka založenia. Pokiaľ je vedené odvodnenie pod zakladanou konštrukciou sú použité drenážne trubky. Všetky odvodňovacie prvky musia byť smerované do zberných studní, ktoré môžu byť kruhového prípadne štvorcového tvaru. Sú umiestňované v najhlbšej časti ohrádzky a mimo obvod zakladaného objektu. Rozmery sú navrhované podľa pritekajúcej vody a nánosov, ktoré sa v studni usadzujú a musia sa vyberať. V prípade zriadení čerpacích studní v nesúdržnej zemine sa studne musia zaistiť hnaným pažením aby v prípade zväčšeného vzduťia nedošlo k prevaleniu dna studne vodným tlakom. Je to zvlášť nebezpečné v jemnom piesku preto sa dno



studne upravuje štrkovou vrstvu, ktorá sa ešte v prípade nutnosti potiahne drôteným pletivom. Ako bolo už spomenuté je nutné vyberať usadeniny tvoriace sa na dne studne z dôvodu sacích košov, ktoré musia byť aspoň 30 cm nad dnom. Všetky operácie spojené z prehľbovaním prípadným odstraňovaním naplavenín musia prebiehať pod vodou. Samotná studňa nesmie byť umiestňovaná v tesnej blízkosti konštrukcie ohrádzky z dôvodu hlbšieho zarazenia štetovnic. [6]

Nedielnou súčasťou odvodnenia sú aj čerpadlá, bez ktorých nie je možné vodu odčerpávať. Sú osadzované na pilotových lešeniach a pred poveternostnými vplyvmi sú chránené búdou. Na pohon je používaná zväčša elektrická energia spolu so zaistením náhradnej energie. Sú využívané najčastejšie odstredivé čerpadla z dôvodu prítomnosti usadenín. Najvhodnejší sú však odkalové vertikálne, horizontálne alebo samonasávajúce čerpadlá. Je nutné brať na zreteľ saciu výšku tj. zvislá vzdialenosť čerpadla od hladiny vody v studni. Táto výška nesmie presiahnuť stanovenú maximálnu vzdialenosť podľa výkonu čerpadla, ktoré je udávané výrobcom. Elektromotor je vhodné umiestňovať nad hladinu veľkej vody. [6]

Pri dokončení sa musia pred zaplavením všetky drenáže zabetónovať, aby nedochádzalo k vymieľaniu zeminy pod základom. Obvodové drenážne ryhy sa zasypú ako aj odvodňovacie studne. Pokiaľ bola zhotovená studňa priamo pod objektom z dôvodu šetrenia miesta je nutné ju tiež zabetónovať. [6]

#### **4.4. Práca v ohrádzkach**

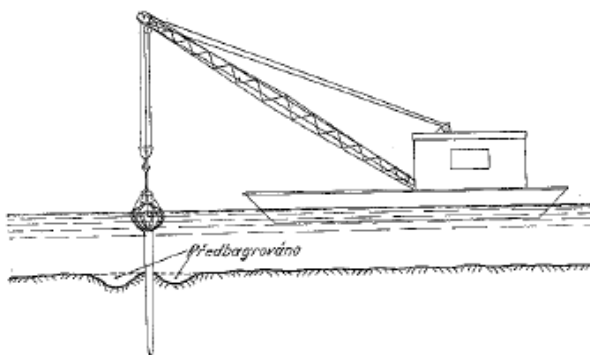
Pokiaľ je dokonale prevedené rozopretie, odvodnenie a utesnenie ohrádzky je možné začať s výkopovými a stavebnými prácami. Pri práci je nutné sledovať ako sa konštrukcia chová a či nedochádza k nečakaným deformáciám. Výkopové práce prebiehajú podobne ako na pozemných stavbách. Zásadnejší rozdiel je iba v samotnom prevedení a použitých nástrojov s ohľadom na samotnú konštrukciu rozopretia, ktoré veľmi sťažuje samotné výkopové operácie a niekedy aj znemožňuje nasadenie ťažkej techniky. Preto sa zemina rozpojuje väčšinou ručne prípadne s malou mechanizáciou. Ak je podložie skalnatého charakteru je možné použiť trhaviny v malom množstve a odstreľované miesta musia byť zakryté aby nedošlo k poškodeniu ohrádzky. [6]

Prísun stavebného materiálu je taktiež rovnaký ako na pozemných stavbách. Pri použití betónu je potrebné ohrádzku chrániť pred zaplavením pokiaľ betón nestuhne. V prípade, že dôjde zaplaveniu musí sa odčerpať voda odstrániť nestuhnúť betón a všetky stykové škáry sa musia očistiť. [6]

## 4.5 Ochrana a odstraňovanie ohrádzok

Ohrádzky sa musia chrániť pred vonkajšími vplyvmi. Pokiaľ sú použité na splavovacích tokoch musia byť chránené pred vlnobitím, ktoré spôsobujú plavidlá. Preto sa obmedzuje rýchlosť. Je potrebné sledovať vývoj počasie ako aj povodňové správy a rýchlosť stúpania hladiny vody. Ak je predpoklad, že dôjde k zatopeniu prerušia sa všetky práce prebiehajúce v ohrádzke všetky mechanizmy sa odstránia a dôjde k postupnému zaplaveniu. Pokiaľ je predpoklad použitia cez zimné obdobie musí sa okolo ohrádzky obsekať ľad a následne ju chrániť počas jarých mesiacov pred kryhami ľadu. Celá ohrádzka je počas zimného obdobia taktiež zaplavená. Po odčerpaní vody sa ohrádzka skontroluje a poškodené časti sa vymenia. Nedokončená stavba sa očistí tlakovou vodou a vzduchom. [6]

Po dokončení stavby je možné ohrádzku odstrániť. Proces prebieha postupne uvoľnením spodnej rozpieracej konštrukcie. Ohrádzka sa preto provizórne opiera o hotový objekt. Následne sa ohrádzka zaplaví a odstráni sa horná rozpieracia konštrukcia. Pokračuje sa postupným vyťahovaním samotnej opornej konštrukcie (Obr. 19). Dno okolo stavby sa upraví rýpadlom prípadne drapákom. V niektorých prípadoch sa ohrádzka odreže a zvyšná časť pod vodou sa ponecháva ako ochrana pred naplaveninami. [6]



Obr. 18 - Odstraňovanie štetovnic [6]

## 5. Statické posúdenie štetových konštrukcií

### 5.1. Podklady pre návrh

Je potrebné dbať na dokonale spracované podklady, z ktorých vychádza samotný návrh konštrukcie. Kvalita spracovania podkladov je priamo úmerná kvalite navrhovanej konštrukcie v našom prípade sa jedná o stavebnú ohrádzku. Samotný návrh je závislý na niekoľkých faktoroch, ktoré sú:

- inžinierskogeologických a hydrogeologických pomeroch na stavenisku a v jeho okolí
- pevnostné a deformačné parametre základovej pôdy
- hĺbka stavebnej jamy a jej rozmery
- dĺžka trvania konštrukcie (dočasná, trvalá)
- vodotesnosť
- tuhosť celej konštrukcie. [1],[9]

## 5.2. Geotechnické podklady

Najdôležitejšou časťou dodaných pokladov pre návrh sú geotechnické podklady získané z podrobného geotechnického prieskumu, ktorému prechádza štúdium archívov a záznamov o danej lokalite a následný predbežný prieskum. Hlavnou náplňou je získanie vzoriek pre následné zatriedenie zeminy ako aj vyhodnotenie a popis jadrových vrstiev, z ktorých boli vzorky odobraté. Avšak najdôležitejšou časťou geotechnického prieskumu sú laboratórne skúšky zemín vďaka ktorým získame stabilné parametre zemín. Jedná sa o parametre:

- $\gamma$  – objemová tiaž
- $\varphi$  – uhol vnútorného trenia
- $c$  – súdržnosť [9]

Nedielnou súčasťou sú hydrogeologické pomery v oblasti, ktoré môžu zahŕňať chemizmus vody, rýchlosť prúdenia alebo dosah podzemnej vody.

## 5.3. Zaťaženie konštrukcie

Podľa normy ČSN 73 0031 „Spôľahlivosť stavebných konštrukcií a základových pôd“, ktorá hovorí o pôsobení vonkajších síl a ďalších vplyvov na stavebnú konštrukciu alebo na samotný základ. Určuje ich stav napätosti a pretvorenia, metódy medzných stavov. V norme ČSN EN 1997-1: 2004 „Navrhovanie geotechnických konštrukcií. Časť 1: Obecné pravidlá“, ktorá je od roku 2010 v platnosti v ČR. Je potrebné vytvoriť správny výpočtový model, v ktorom sú zohľadnené všetky zaťaženia a ostatné vplyvy pôsobiace na konštrukciu. Jedná sa hlavne o zemný tlak, prírasty týchto tlakov od stáleho či nahodilého zaťaženia, hydrostatický alebo prúdový tlak a rôzne ďalšie. [4],[10]

### 5.3.1. Zemné tlaky

Tlaky zemín alebo hornín na konštrukciu sú sily, ktoré pôsobia na stavebnú konštrukciu v našom prípade sa jedná o štetovnicovú stenu. Tento tlak sa mení v závislosti na rôznych faktoroch ktoré sú:

- vlastnosti základovej pôdy
- druh konštrukcie
- tuhosť a uloženie konštrukcie [10]

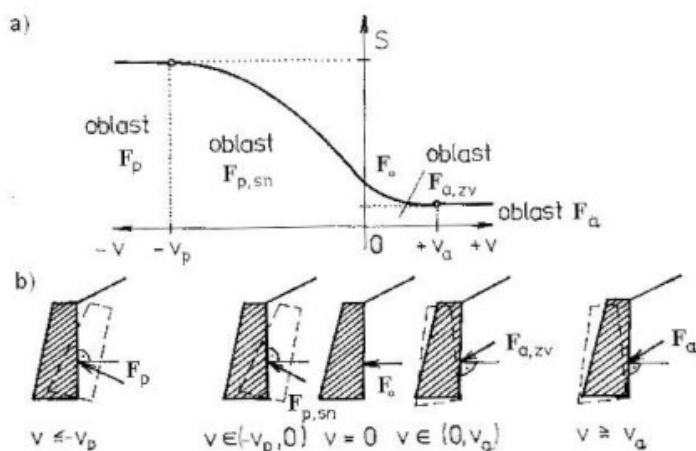
Veľkosť zemných tlakov pôsobiacich na konštrukciu je možné stanoviť početne alebo graficky s využitím klasických postupov vyplývajúcich z riešenia medznej rovnováhy. Jednou z možností riešenia je aj použitie numerickej metódy. [1]

Pri klasickom výpočte vychádzame z Rankinovho predpokladu medznej rovnováhy zemín. Hovorí o rovinnom zobrazení prahúcej steny, ktorá hovorí o nulových uhloch. Týmto uhlami sú:

- $\alpha$  – sklo konštrukcie
- $\beta$  – sklon terénu
- $\delta$  – uhol trenia [10],[12]

Z čoho je jasné, že uvažovaná stena je dokonale hladká, zvislá a bez vznikajúceho trenia medzi zeminou a konštrukciou. Tým pádom výsledný tlak na konštrukciu pôsobí kolmo.

Coulombova teória rieši rozdielne pôsobenie zemného tlaku. Priniesol nový pohľad na problematiku zemných tlakov, pri ktorých uvažuje s trením medzi zeminou a samotnou konštrukciou. Trenie nazval  $\delta$  a stanovil jeho hodnoty na základe trenia zeminy  $\varphi$ . Výsledkom je presnejší výpočet zemného tlaku, ktorého výslednica je naklonená od normály o uhol  $\delta$ . V súčasnej dobe poznáme tri základné typy zemných tlakov. [1],[9],[12]



**Obr. 19** - Závislosť zemných tlakov na deformácii konštrukcie  
a) veľkosť zemného tlaku, b) smer deformácie konštrukcie [18]

Aktívni zemný tlak označovaný  $S_a$  vzniká vtedy, keď sa konštrukcia pootočí, nakloní alebo deformuje vplyvom zemného tlaku. Nadobúda hodnoty od 0,005 do 0,002 výšky konštrukcie. V podstate dochádza k aktivácii šmykovej pevnosti zeminy či horniny za konštrukciou a následnému zníženiu počiatočného zaťaženia. Podľa Coulombovej teórie majú vzniknuté šmykové plochy od aktívneho zemného tlaku v nesúdržných zeminách rovinný charakter a zvierajú s vodorovným smerom uhol  $45^\circ + \varphi/2$ . V tomto prípade sa počíta súčiniteľ aktívneho zemného tlaku  $K_a$  podľa vzťahu (1). Pokiaľ uvažuje z nulovými uhlami  $\alpha, \beta, \delta$  sa výpočet zjednodušuje. V prípade súdržných zemín sa zjednodušuje grafické riešenie na rovinné šmykové plochy, inak by sa uvažovalo s zakrivenou plochou. Tento spôsob zjednodušenia vedie k zvýšeným hodnotám aktívneho tlaku teda sa jedná o bezpečný návrh. Ak je zemina nasýtená vodou alebo úplne vysušená používa sa na výpočet  $K_a$  vzťah, ktorý využíva efektívne parametre zeminy a nenulové uhly  $\alpha, \beta, \delta$ . Zo vzťahu (2) je zjavné, že samotný aktívny tlak je znižovaný druhým členom. V prípade rovnosti členov dostávame tzv. udržiavajúcu výšku  $h_{ca}$ . Zemina v tejto výške nevytvára tlak ale ťah, s ktorým nie je nutné počítať v prípade zemín. Výslednicu aktívneho zemného tlaku na konštrukciu získame zo vzťahu (3). [1],[10],[12]

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2\alpha \cos(\alpha + \beta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \beta)\cos(\alpha - \beta)}} \right]} \quad (1)$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2)$$

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \quad (3)$$

Pasívny zemný odpor, ktorý označujeme  $S_p$  je najvyšší bočný tlak v okamžiku porušenia zeminy šmykom v prípade pohybu konštrukcie proti tlaku zeminy. Zemný odpor nadobúda hodnoty od 0,05 do 0,1 výšky konštrukcie. Avšak k jeho úplnej aktivácii dôjde iba v momente posunu konštrukcie o 1/10 výšky. Vychádza sa s predpokladu rovinných šmykových plôch ako v prípade aktívneho tlaku, pokiaľ je zanedbávané trenie medzi zeminou a konštrukciou. Pri nesúdržných zeminách a uhloch  $\alpha, \beta, \delta$  s hodnotami vyššími ako je nula sa používa Caquotov-Kériselov postup. V tomto prípade je hodnota pasívneho odporu spočítaná vzťahom (4) a potrebné hodnoty súčiniteľa pasívneho tlaku  $K_{p\varphi}$  sú zistené experimentálne a sú uvedené v literatúre[11]. Pokiaľ uhly  $\alpha, \beta, \delta$  nadobúdajú nulových hodnôt je možné zjednodušiť na tvar vzťahu (5). Konečná výslednica pasívneho zemného odporu pre nesúdržné zeminy je daná vzťahom (6). V súdržných zeminách sa stanovuje vodorovné napätie pomocou Rankinovej

teórie podľa vzťahu. Samotná súdržnosť je zvyšovaná hodnotou pasívneho tlaku, ktorý má veľkosť  $2c\sqrt{k_p}$ . Výslednica pasívneho zemného odporu bude potom pozostávať z dvoch častí  $S_{p1} + S_{p2}$ , ktoré dopočítame podľa vzťahu (7). [1],[9],[10]

$$\sigma_p = \sigma_z \cdot K_p = \sigma_z \cdot K_{p\varphi} \cdot \psi \quad (4)$$

$$K_p = tg^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5)$$

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p \quad (6)$$

$$S_{p1} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p \quad S_{p2} = 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p \cdot H} \quad (7)$$

Tretím a posledným tlakom pôsobiacim na konštrukciu je zemný tlak v klúde  $k_r$ . Vzniká v momente kedy nedochádza zatlačovaniu konštrukcie do zeminy a ani samotná zemina nevytvára dostatočný tlak na to aby došlo k pretvoreniu, potočeniu či deformáciám samotnej konštrukcie. Tlak sa počíta iba vtedy, keď je potrebné obmedziť bočnú a zvislú deformáciu paženej zeminy. Hodnota zmeného tlaku v klúde sa stanovuje podľa vzťahu (8) pre súdržné zeminy a podľa vzťahu pre nesúdržnej zeminy. V prípade nesúdržných zemín sa vychádzame z použitia šmykových parametrov, ktoré sú dosadené do vzťahu podľa Jákyho (9). Veľkosť zemného tlaku v klúde potom vypočítame pomocou vzťahu (10) a samotné napätie má lineárny priebeh. [1],[9],[10]

$$K_r = \frac{v}{1-v} \quad (8)$$

$$K_r = 1 - \sin\varphi \quad (9)$$

$$S_r = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_r \quad (10)$$

### 5.3.2. Vplyv vody na štetovnice

Pokiaľ je štetová konštrukcia zaťažená vysokou hladinou vody je ovplyvnená týmito faktormi:

- geotechnickou zmenou vlastností základovej pôdy
- prúdovým tlakom
- hydrostatickým tlakom [1],[10]

Voda sa prejavuje v prostredí najviac zmenou objemovej tiaže základovej pôdy, hlavne v prípade súdržných zemín, kde môže mať vplyv na šmykovú pevnosť. Objemová tiaž zemín sa určuje v prirodzenom uložení  $\gamma$  ale v dôsledku prítomnosti vody v prostredí dochádza k nadľahčovaniu zŕn vztlakom a je nutné tento jav zohľadniť. Tým pádom dostávame objemovú tiaž zeminy pod hladinou podzemnej vody  $\gamma_{su}$ , ktorú vypočítame podľa vzťahu (11) u priepustných zemín a v prípade nepriepustnej zeminy počítame objemovú tiaž zeminy nasýtenej vodou  $\gamma_{sat}$  podľa vzťahu (12). [1],[9],[10]

$$\gamma_{su} = (1 - n) \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \quad (11)$$

$$\gamma_{sat} = (1 - n) \cdot \gamma_s + n \cdot \gamma_w \quad (12)$$

V prípadoch kedy štetová stena je zapustená až do nepriepustného podlažia, čo vedie k tomu, že pod päťou konštrukcie voda neprúdi a musíme teda uplatniť hydrostatický tlak. Táto možnosť sa týka zemín nesúdržných alebo priepustných zemín, ktoré sú súdržné a nasýtené vodou. V momente keď bude štetovnica zabaranená a voda odčerpaná na konštrukciu budú pôsobiť okrem tlaku zemín aj samotný už zmieňovaný hydrostatický tlak. Vďaka rozdielnym výskam HPV má lichobežníkový zaťažovací obrazec a celkový tlak vody je teda súčin  $S_{w1}$  a  $S_{w2}$ , ktoré sme získali zo vzťahu (13). [1],[10]

$$S_{w1} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h_w^2 \quad S_{w2} = \gamma_w \cdot h_w \cdot d_{pr} \quad (13)$$

Pokiaľ nie je štetová stena zahĺbená až do nepriepustného podlažia, dochádza vplyvom rozdielných hladín HPV na vonkajšej a vnútornej strane konštrukcie k prúdeniu vody pod päťou. V takomto prípade bude pôsobiť okrem hydrostatického tlaku aj prúdový tlak vody. Zaťažovací obrazec bude mať rozdielny tvar ako v prípade prostredia kde nedochádza k prúdeniu. Výslednica síl, ktorá pôsobí na konštrukciu je vypočítaná pomocou vzťahu (14). Samotný účinok hydrostatického tlaku a prúdenia je nutné zohľadniť pri výpočte zemných tlakov, kedy sa v dôsledku prúdenia vody zvýši alebo zníži objemová tiaž zeminy pod hladinou podzemnej vody podľa vzťahu (15). [1]

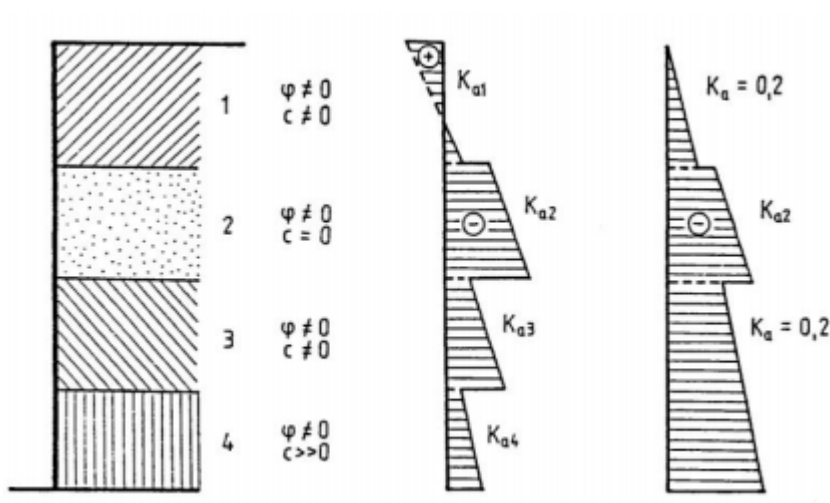
$$S_{w1} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h_w^2 \quad S_{w2} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h_w \cdot d \quad (14)$$

$$\gamma_{su,a} = \gamma_{su} + i \cdot \gamma_w \quad \gamma_{su,p} = \gamma_{su} - i \cdot \gamma_w \quad (15)$$

### 5.3.3. Ostatné pôsobiace vplyvy

Uhol trenia medzi zeminou a konštrukciou  $\delta$  je jedným z vplyvov, ktorý je zohľadňovaný pri riešení zemných tlakov podľa Coulombovej teórie. Teda veľkosť pasívneho resp. aktívneho tlaku nezávisí len na samotnom výpočte ale je potrebné zohľadniť aj trenie konštrukcie a zeminy. V prípade kedy je uhol  $\delta$  rovný nule, pôsobí výsledný zemný tlak kolmo na konštrukciu. Pokiaľ sa však uvažuje s uhlom trenia medzi konštrukciou a zeminou bude výsledný zemný tlak zvierať s konštrukciou určitý uhol  $\delta$ . Uhol nadobúda hodnoty od  $2/3\varphi$  do  $1/2\varphi$  až 0. S rastúcou hodnotou  $\delta$  klesá aktívny zemný tlak a s nim teda aj výsledná sila pôsobiaca na konštrukciu. [1],[8]

Ďalším vplyvom, ktorý je nutné brať do úvahy je vplyv vrstevnatosti prostredia (Obr. 20). Pri statickom riešení sa teda v prostredí môžu striedať vrstvy súdržné alebo nesúdržné. Preto je potrebné urobiť statické riešenie zo zaťažení s reálnymi šmykovými parametrami jednotlivých vrstiev, ale je potrebné posúdenie na zaťaženie tzv. minimálnym dimenzačným tlakom. Tento výpočet je založený na princípe, že sa veľkosť tlakov na rozhraní súdržných vrstvách prepočíta súčiniteľom  $K_a=0,2$  ako pre zeminy súdržné. [8],[9]



**Obr. 20** - Tlak na pažiacu stenu vo vrstevnatom prostredí [18]

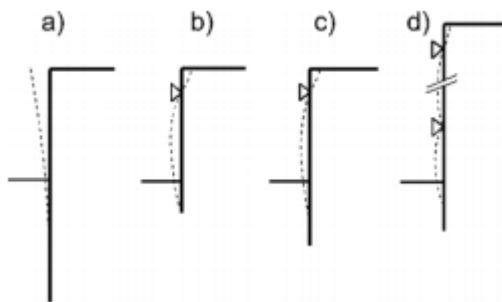
Uvedené a popísané vplyvy nie sú jedine, ktoré môžu ovplyvňovať statické riešenie konštrukcie ale patria medzi tie najhlavnejšie. Medzi ďalšie patrí sklon terénu, zmena výšky hladiny vody v rieke, prípadne sila prúdenia vody. Ktoré vplyvy budú zohľadnené pri statickom výpočte, záleží len od riešiteľa danej konštrukčnej úlohy a od skutočných podmienok, ktoré sú na skutočnom mieste stavby. [1]



## 5.4. Metódy riešenia

Posúdenie návrhu štetovnicovej konštrukcie je jediným možným riešením použiť statický výpočet. Konštrukcia je zaťažaná silami, ktoré je možné rozdeliť na vodorovné a zvislé zložky. Hlavným cieľom statického výpočtu je stanovenie priebehu vnútorných síl na konštrukciách, vznikajúce deformácie a vnútorná stabilita. Je možné použiť niektorú z uvedených metód:

- **prúťový model**
  - konštrukcia je uvažovaná ako nosník na tuhých podporách s predom definovaným zaťažením
  - konštrukciu uvažujeme ako nosník na pružnom podklade, teda metóda závislých tlakov



**Obr. 21** - Statické typy pažiacich konštrukcií a) votknutá do dna, b) kotvenie s voľným uložením päty, c) kotvenie s votknutím päty, d) viacnásobné podoprenie [18]

- **matematický model**
  - konštrukcia je riešená ako rovinný, výnimočne ako priestorový nosník metódou konečných prvkov, hraničných prvkov alebo inými metódami [1],[10]

### 5.4.1. Klasické metódy

Pri statickom výpočte sa uvažuje nosník s tuhými podporami a predom definovaným zaťažením. Tento spôsob výpočtu je vhodný na výpočet vnútorných síl podľa ktorých nasleduje návrh prvkom konštrukcie. V prípade posúdenia deformácií vznikajúcich na konštrukciách je klasický spôsob riešenia nevhodný. Klasická metóda umožňuje riešiť jednoduché výpočty nepodoprených a raz podoprených konštrukcií s toho vyplýva, že sa jedná o statický určité konštrukcie. Je však možné riešiť aj viackrát podoprené konštrukcie a to rozdelením na spojité nosníky. Medzi klasické metódy je možné zaradiť tzv. Blumovu metódu. [9],[10]

Princíp na ktorom je založená Blumova metóda, pozostáva z trojuholníkového rozdelenia zemných tlakov. Pri výpočte sú využívané statické podmienky rovnováhy, ktoré je možné využiť tieto podmienky je nutné použiť určitého zjednodušenia, kedy je uvažované dokonalej tuhej konštrukcie votknutej do dna. V tomto prípade sa stáva neznámou samotná hĺbka votknutia  $d$  a vnútorné sily na konštrukcii. Jedná sa o podúvajúce sily a momenty, pretože normálové sily sú zanedbateľné. Hĺbku votknutia do dna určíme pomocou vzťahu (16), ktorý hovorí o momentovej podmienke rovnováhy k teoretickému bodu C, v ktorom nesmie dôjsť k natočeniu či otočeniu. Po dosadení všetkých členov do rovnice a jej následnej úprave získavame kubickú rovnicu (17). [1],[9],[10]

$$\sum M_c = 0 \quad (16)$$

$$A_1 d^3 + A_2 d^2 + A_3 d + A_4 = 0 \quad (17)$$

Pre zaistenie rovnováhy vo vodorovnom smere je nutné vypočítanú hĺbku votknutia zväčšiť ešte o hodnotu  $\Delta d = (0,1 \text{ až } 0,2)d$ . V tento hĺbke sa nachádza pôsobiaca sila  $F_c$ , ktorá nevyrovnané sily od zemných tlakov zrovnáva. V samotnom výpočte podľa rovnovážnej podmienky je uvažovaná v bode C. [1],[9],[10]

#### 5.4.2. Metoda závislých tlakov

Táto metóda je používaná v programe GEO5 od spoločnosti FINE v modulu paženie posudok, kde je konštrukcia riešená ako nosník na pružných podporách deformačnou variantnou konečných prvkov. Princípom je rozdelenie konštrukcie na rovnaké dieliky s rešpektovaním vyznaných bodov po dĺžke konštrukcie. Medzi tieto body môžeme zaradiť rozopretie, kotvy, hĺbka a pod. Po rozdelení na určitý počet dielikov sú všetky časti podoprené pružnými podporami, ktorých tuhosť  $D$  je vypočítaná súčinom pomocou zaťažovacej šírky  $l$ , dĺžky úseku  $b$  a modulom podložia  $k_h$ . Z vyplývajúceho vzťahu (18) je patrné, že deformácie  $u_a$  resp.  $u_b$  sa materiál chová pružne a veľkosť deformácie je závislá na  $k_h$  (19). V prípade prekročenia týchto deformácií už nieje veľkosť vodorovného napätia závislá na tejto deformácii. Zemina je v plastickom stave a hodnoty napätí sa rovnajú medznej hodnote zemných tlakov podľa vzťahu (20). [1],[9],[10]

$$\sigma = k_h \cdot u + \sigma_r \quad \text{pre } u \in (u_p, u_a) \quad (18)$$

$$\sigma = \sigma_p \quad \text{pre } u > u_p \quad (19)$$

$$\sigma = \sigma_a \quad \text{pre } u > u_a \quad (20)$$

Výpočet v programe GEO5 prebieha opakovane do momentu kedy dôjde k rovnovážnemu stavu. Pred samotným začatím opakovaných výpočtov sú nastavené parametre  $k_h$  a konštrukcia je zaťažená tlakom v klúde  $\sigma_r$ . Po skončení sa stanovia vnútorné sily po výške konštrukcie. [2],[8],[9]

Už zmienený modul reakcie podložia  $k_h$ , ktorý je hlavný vstupný parameter pre výpočet a najviac ovplyvňuje výsledok. Jedná sa o vstupnú hodnotu, ktorá je závislá na typu zeminy a veľkosti zaťaženej plochy. Hodnota  $k_h$  je odvodená z literatúry, prípadne na základe skúseností, pretože z geotechnického prieskumu nie je možné určiť tento parameter. V programe GEO5 je niekoľko možností ako tento parameter zadať:

- priebehom (zadá sa priebeh module reakcie podložia pred aj za konštrukciou)
- podľa parametra zeminy
- podľa Schmitta
- podľa Ménarda
- podľa Chadeissona
- opakovaným pretváraním charakteristík zemín.[2],[4],[8],[9]

### 5.4.3. Numerické metódy

V geotechnike sú vyžívané hlavne pre predpokladanie pretvárania konštrukcie. Vďaka numerickej metóde je možné modelovať deformácie vznikajúce na konštrukciách od výstavby až po je samotné použitie. V prípade posúdenia medzného stavu použiteľnosti je táto metóda často jediným možným riešením, jej význam však narastá aj v prípade medzného stavu únosnosti. Sú súčasťou rôznych statických programov ale v oblasti geotechnike sa moc často nevyužívajú ako v iných odvetviach stavebníctva. Hlavným dôvodom prečo tomu tak je, je zložitnosť horninového prostredia.[2],[7]

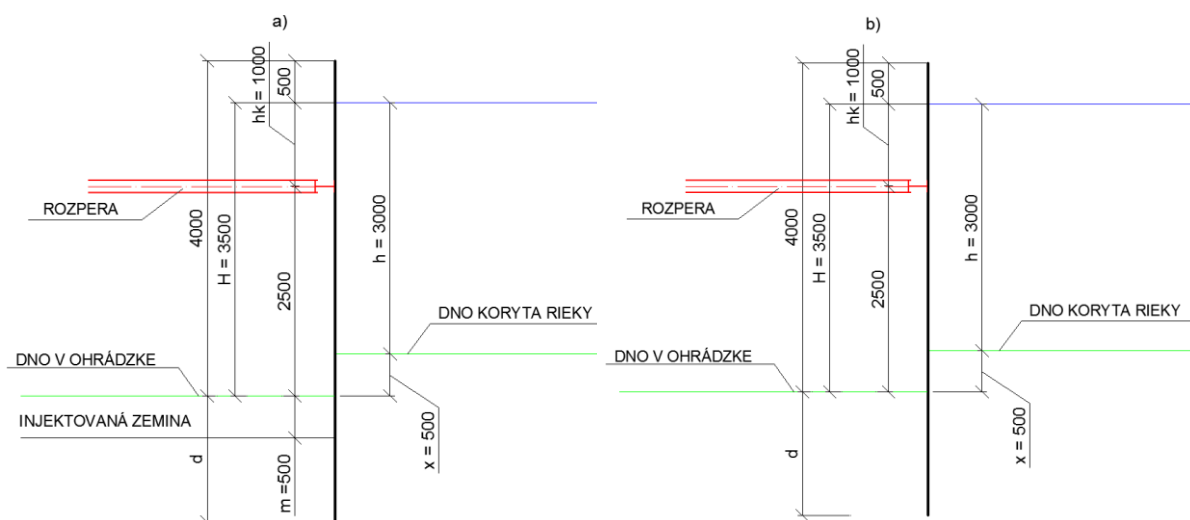
## 6. Návrh štetovej ohrádzky

Praktický príklad je venovaný výpočtu geostatických napätí, vnútorných síl a ohybových momentov na štetovej ohrádzke v prípade použitia injektáže (Obr. 22a)) a bez použitia injektáže (Obr. 22b)).

Zadaná konštrukcia bola počítaná dvoma spôsobmi. Prvým z nich bol výpočet na nosníkovom modeli, ktorý bol zaťažený maximálnymi zemnými a pórovými tlakmi bez uvažovania pretvorenia štetovnice. Druhý spôsob riešenie bol prevedený v programe GEO5 od spoločnosti Fine na základe už spomínanej metódy medzných tlakov. V oboch prípadoch bola použitá norma EUROCODU 7 (EC 7) spolu zo všetkými návrhovými prístupmi.

Modelové prostredie (Obr. 22a, b)) bolo tvorené pieskom s prímесou jemnozrnných zemín S-F (S3) podľa smerných normových charakteristík štrkovitých a piesčitých zemín boli stanovené parametre  $\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3$ ,  $\varphi = 30^\circ$ ,  $c = 0 \text{ kPa}$  a pomocou laboratórnych skúšok boli zistené hodnoty  $S_r = 1$ ,  $n = 15\%$ ,  $I_D = 0,67$ ,  $\gamma_s = 25 \text{ kN/m}^3$ . Voda v danom prostredí neprúdila. Pre výpočet bolo potrebné dopočítať  $\gamma_{su} = 12,75 \text{ kN/m}^3$  podľa vzťahov (21), (22).

V prípade prostredia s použitím injektáže vstupovali do výpočtu dodatočne parametre injektovanej zeminy s hodnotami  $\gamma_{inj.} = 25 \text{ kN/m}^3$ ,  $c_{inj} = 1,58 \text{ kPa}$  a  $\varphi_{inj} = 54,9^\circ$ . Hĺbka injektovania bola stanovená na 0,5 m. Parametre boli stanovené na základe použitia literatúry [19].



**Obr. 22** - Zadanie riešeného príkladu: a) injektovaná zemina, b) neinjektovaná zemina

$$\gamma_{sat} = \gamma_s - (\gamma_s - \gamma_w) \cdot n \quad (21)$$

$$\gamma_{su} = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (22)$$

## 1. Návrhové prístupy podľa EC 7

Pri výpočtoch boli použité všetky prístupy EC 7. Návrhové prístupy pomocou dielčích súčiniteľov  $\gamma$  redukujú návrhové hodnoty zaťaženia vyvolaných zeminou a mechanické vlastnosti zemín. V prípade mechanických vlastností dochádza k zmene pevnostných ( $\phi, c$ ) a pretváraných ( $v$ ) vlastností. Pri redukovani rozlišujeme priaznivé a nepriaznivé zaťaženia, ktoré môžu byť stále, premenné alebo zaťaženie vznikajúce vodou. Poznáme 3 návrhové prístupy používané podľa EC 7 a nimi sú:

- Redukcia zaťaženia a materiálu (kombinácia 1,2)
- Redukcia zaťaženia a odporu
- Redukcia zaťaženia GEO, STR a materiálu [8]

### 6.1.1. Návrhový prístup 1 (NP1 – kombinácia 1,2)

Návrhový prístup 1 redukuje parametri zemín (M - materiál). Pri použití redukcie zaťaženia a materiálu (NP1) sa navrhovaná pažiaca konštrukcia overuje podľa dvoch typov súčiniteľov (kombinácia 1, kombinácia 2), ktoré sú použité v oddelených výpočtoch. V prípade kombinácie 1 sa dielčím súčiniteľom redukuje len zaťaženie a ostatné súčinitele sú rovné 1,00. Pri kombinácii 2 sa dielčie súčinitele uplatňujú na už spomínané materiálové charakteristiky a premenné zaťaženia, ostatné súčinitele sú rovné 1,00. Z uvedených kombinácií je potrebné vybrať najhoršiu variantu. Pri výpočte v programe GEO5 je potrebné zvoliť kombináciu podľa ktorej bude prebiehať výpočet. V tabuľke č. 3 a 4 sú uvedené hodnoty redukujúcich súčiniteľov. [8]

Súčiniteľ redukcie	Kombinácia 1		Kombinácia 2	
uhlu vnútorného trenia	$\gamma_\phi$	1,00	$\gamma_\phi$	1,25
efektívnej súdržnosti	$\gamma_c$	1,00	$\gamma_c$	1,25
neodv. šmykovej pevnosti	$\gamma_{cu}$	1,00	$\gamma_{cu}$	1,40
poissonovho čísla	$\gamma_v$	1,00	$\gamma_v$	1,00

**Tab. 3** - Súčinitele redukcie materiálu NP1 [8]

Zaťaženie	Kombinácia 1			Kombinácia 2		
	Ozn.	Nepriaznivé	Priaznivé	Ozn.	Nepriaznivé	Priaznivé
stále	$\gamma_G$	1,35	1,00	$\gamma_G$	1,00	1,00
premenné	$\gamma_Q$	1,50	0,00	$\gamma_Q$	1,30	0,00
vodou	$\gamma_w$	1,35	-	$\gamma_w$	1,00	-

**Tab. 4** - Súčinitele redukcie zaťaženia NP1 [8]

### 6.1.2. Návrhový prístup 2 (NP2)

Návrhový prístup 2 pri ktorom dochádza k aplikácii dielčích súčiniteľov na zaťaženie a odpor materiálu. Dochádza k navýšeniu stáleho nepriaznivého zaťaženia a redukcii závislej únosnosti spolu s redukciou vodorovnej únosnosti. Tým NP2 zavádza redukciu parametrov odporu ( $R$  - resistance), ktorá znižuje vzdorujúce výsledné sily. V tabuľke č. 5 a 6 sú uvedené hodnoty týchto súčiniteľov. [8]

Zaťaženie	Označenie	Nepriaznivé	Priaznivé
stále	$\gamma_G$	1,35	1,00
premenné	$\gamma_Q$	1,50	0,00
vodou	$\gamma_w$	1,35	-

**Tab. 5** - Súčiniteľ redukcie zaťaženia NP2 [8]

Súčiniteľ redukcie odporu	Označenie	Hodnota
Zemného odporu	$\gamma_{Re}$	1,40

**Tab. 6** - Súčinitele redukcie odporu NP2 [8]

### 6.1.3. Návrhový prístup 3 (NP3)

Návrhový prístup 3 alebo tiež redukcia zaťaženia GEO,STR a materiálu aplikuje súčinitele súčasne na zaťaženie a na materiál. V prípade tretieho návrhového prístupu rozlišuje geotechnické zaťaženie (Stav GEO), ktoré môže vznikáť od zemných tlakov, priťaženia, pôsobenia vody. A od zaťaženia konštrukcie (Stav STR), ktorý uvažuje s vlastnou tiažou konštrukcie, od zadanej sily pôsobiacej na konštrukciu, kotvy a pod.. Pre každý typ zaťaženia je použitá iná sada súčiniteľov. V tabuľke č. 7 a 8 sú uvedené jednotlivé hodnoty súčiniteľov. [8]

Zaťaženie	Stav STR			Stav GEO		
	Ozn.	Nepriaznivé	Priaznivé	Ozn.	Nepriaznivé	Priaznivé
stále	$\gamma_G$	1,35	1,00	$\gamma_G$	1,00	1,00

**Tab. 7** - Súčinitele redukcie zaťaženia NP3 [8]

Súčiniteľ redukcie	Označenie	hodnota
uhlu vnútorného trenia	$\gamma_\phi$	1,25
efektívnej súdržnosti	$\gamma_c$	1,25
neodv. šmykovej plochy	$\gamma_{cu}$	1,40
Pevnosti horniny	$\gamma_b$	1,40

**Tab. 8** - Súčiniteľ redukcie zaťaženia NP3 [8]

## 6.2. Klasické riešenie

Pri výpočte boli použité rovnaké vstupné parametre ako v prípade návrhu v programe GEO5. Klasickým riešením rozumieme nosník na tuhých podporách s predom stanoveným zaťažením. Podľa uvedenej Blumovej teórie je konštrukcia zaťažená trojuholníkovým zaťažením od zemných tlakov a vody. Tie boli vypočítané pomocou zjednodušenej Coulombovej teórie. Dôvodom použitia tejto teórie je uvažovanie nulových uhlov  $\alpha, \beta, \delta$ . Bolo potrebné navrhnuť hĺbku uloženia (d) štetovnice do zeminy. Pre tento výpočet bola využitá momentová podmienka so stredom otáčania v mieste pôsobiska rozperry. Po vyriešení nutnej hĺbky uloženia z kubickej rovnice, nasledoval výpočet sily v rozpere pomocou sumačnej podmienky rovnováhy. Po dokončení výpočtov bol použitý program Excel od spoločnosti Microsoft na vytvorenie posúvajúcich síl a ohybových momentov. Rovnaký scenár nasledoval aj pri použití iniektáže v zemine. Ukážka výpočtov v Exceli je súčasťou prílohy 1. [1], [9]

### 6.2.1. Výpočet situácie bez iniektáže

Na výpočet bolo nutné odvodiť rovnice pre výslednice pasívneho zemného odporu (25), aktívneho tlaku (26) a tlaku vody (27), ktorý bol zložený z dvoch síl. Hĺbku uloženia štetovnice v neinjektovanej zemine bola vypočítaná pomocou momentovej podmienky rovnováhy k strednej otáčania v rozpere podľa vzťahu (28). Nasledoval výpočet sily ( $R_k$ ) v rozpere pomocou rovnovážnej podmienky síl podľa vzťahu (29) a následne pomocou programu Excel boli

vykreslené vnútorné sily na štetovnici. V prípade použitia stupňa bezpečnosti činila hĺbka uloženia 2,45 m. Na grafe 1a), 1b), 1c) sú zobrazené vnútorné sily a geostatické napätie na štetovnicu po uvažovaní všetkých redukčných koeficientov rovných 1,00 podľa stupňa bezpečnosti.

(23)

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot d^2 \cdot \gamma_{su} \cdot k_p$$

(24)

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot (d + x)^2 \cdot \gamma_{su} \cdot k_p$$

(25)

$$S_w = S_{w1} + S_{w2}$$

$$S_{w1} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

$$S_{w2} = \gamma_w \cdot H \cdot d$$

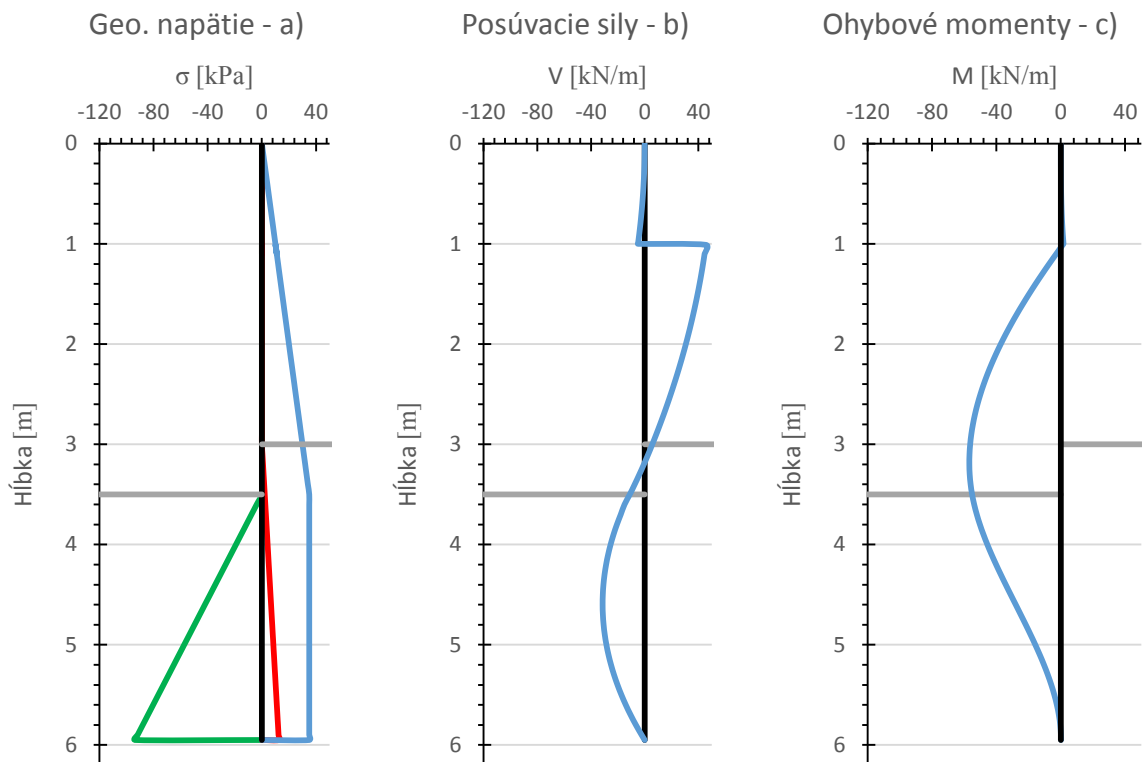
$$\sum M = 0 \quad (26)$$

$$S_p \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot d + H - h_k \right) - S_a \cdot \left[ \frac{2}{3} \cdot (d + x) + h - h_k \right] - S_{w1} \cdot \left( \frac{2}{3} H - h_k \right) - S_{w2} \cdot \left( \frac{d}{2} - h_k \right) = 0$$

$$\sum S = 0 \quad (27)$$

$$S_p - S_a - S_{w1} - S_{w2} + R_k = 0$$

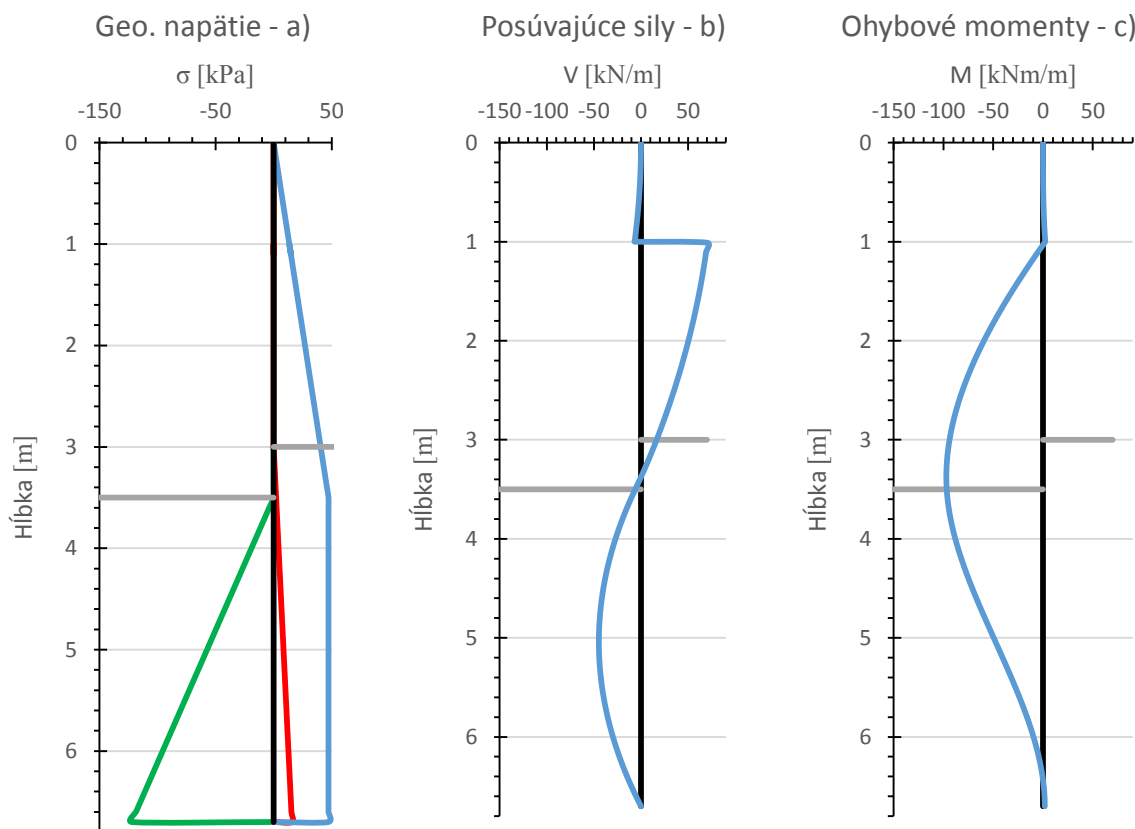




**Graf 1** - Priebehy vnútorných síl a tlakov na štetovnici podľa stupňa bezpečnosti  
a) Napätie, b) Posúvacie sily, c) Ohybový moment

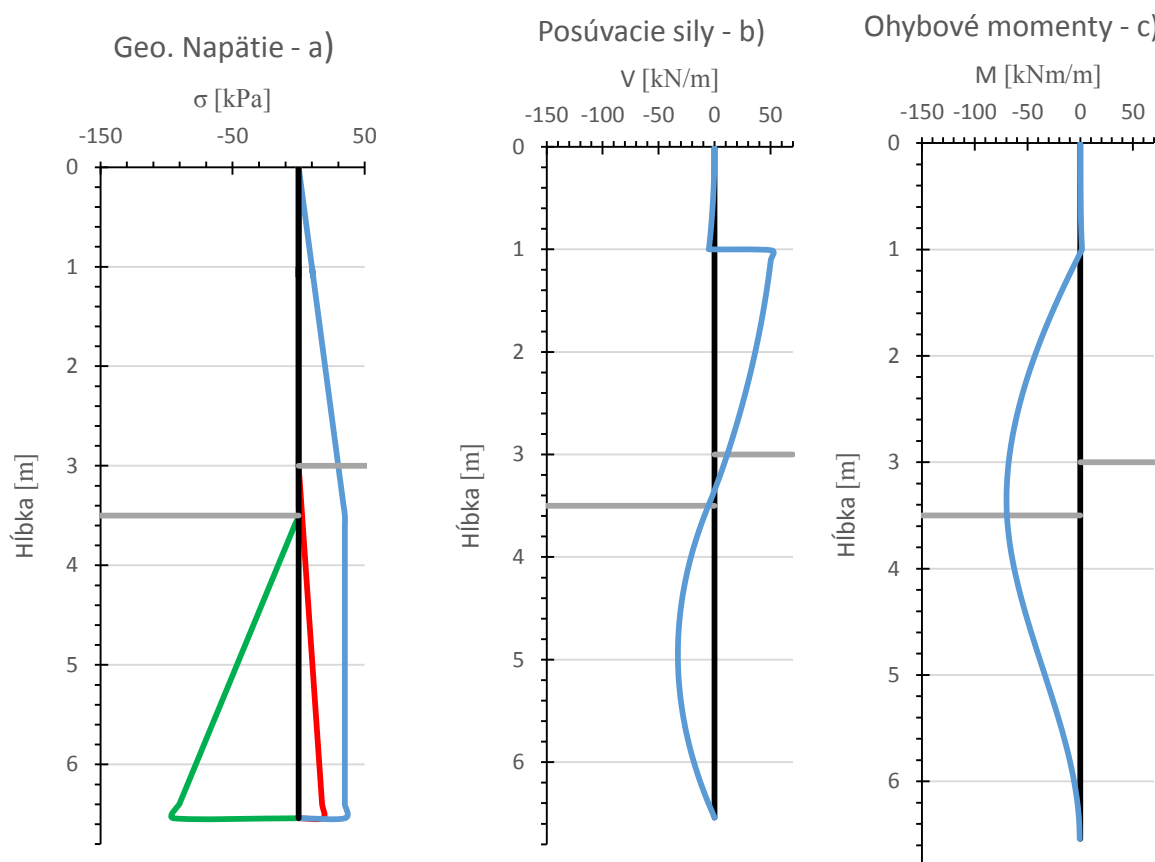
Pokračovalo sa postupným aplikovaním jednotlivých návrhových prístupov EC 7. Na začiatku bolo potrebné redukovať navrhované hodnoty trojuholníkových zaťažení spôsobené tlakom zeminy a vodou, materiálové charakteristiky pomocou príslušných súčiniteľov  $\gamma$ . Redukcia prebiehala podľa stanovených návrhových prístupov.

V prípade NP1 - kombinácia 1 narastal aktívny zemný tlak spolu z tlakom vody podľa použitých dielčích súčiniteľov uvedených v (Tab. 3),(Tab. 4). Opäť bolo treba ručne vypočítať hĺbku uloženia, ktorá bola 3,2 m. Pomocou Excelu bol vytvorené posúvajúce sily, ohybové momenty a napätie pôsobiace na konštrukciu (Graf 2a), b),c)).



**Graf 2** - Vnútorne sily na štetovnici spolu s napätím v prípade použitia NP1 - kombinácia 1  
a) Napätie, b) Posúvacie sily, c) Ohybové momenty

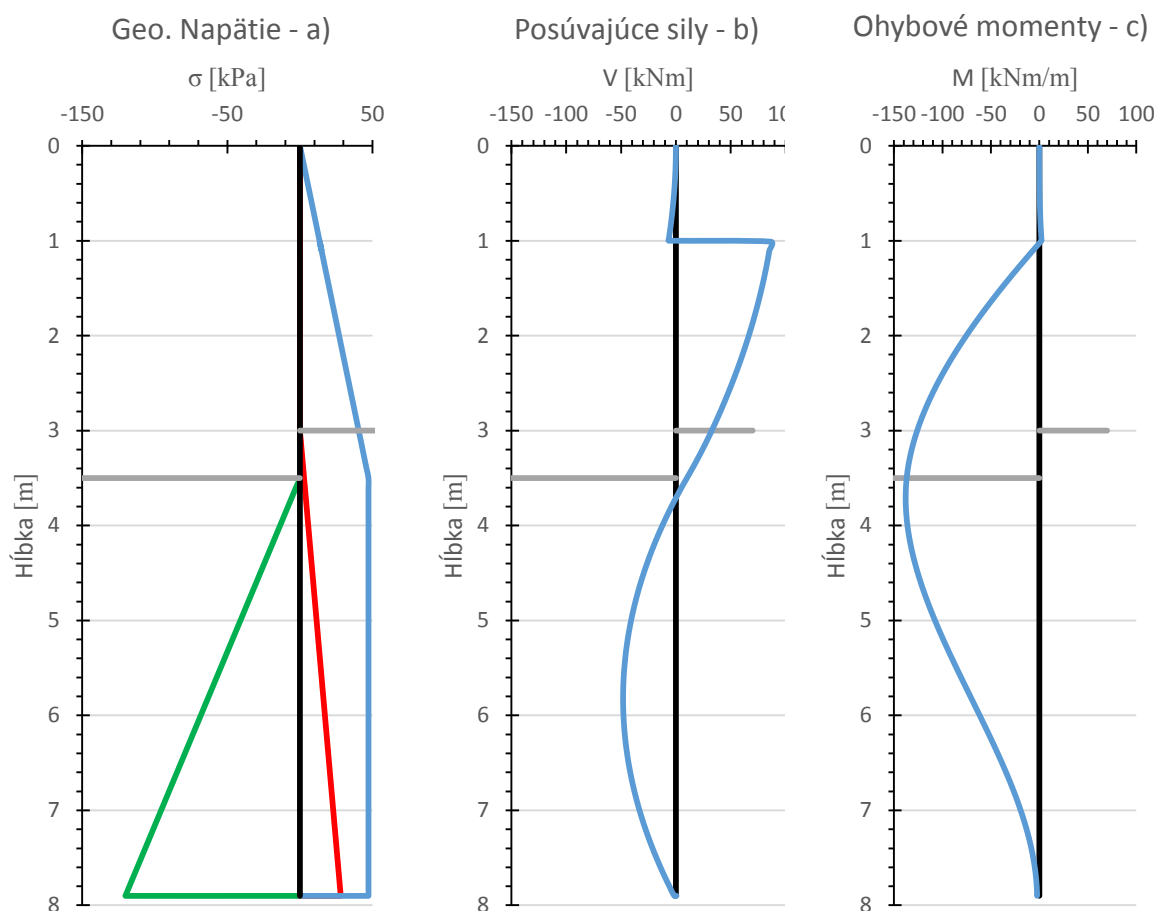
Pri použití NP1 – kombinácie 2 sú použité redukujúce súčinitele, ktoré menia mechanické vlastnosti zemín. S čoho vyplýva, že sa bude znižovať pasívny zemný odpor a aktívny zemný kvôli znižujúcemu sa uhlu vnútorného trenia. Súdržnosť v prípade NP1 – kombinácia 2 nehrá žiadnu úlohu pretože sa jedná o nesúdržnú zeminu. Jednotlivé hodnoty súčiniteľov sú uvedené v (Tab. 3)(Tab. 4). Vykreslené vnútorné sily a napätie sú vypracované pomocou Excelu (Graf 3a), b) c)). Postup výpočtu je obdobný ako v prípade použitia kombinácie 1. Nastal však rozdiel v hĺbke uloženia kvôli zvýšením tlakov. Hĺbka teda bola 3,04 m.



**Graf 3** - Tlak na štetovnicu spolu s vnútornými priebehmi síl a napätí pri použití NP1 - kombinácia 2 v zemine neinjektovanej a) Napätie, b) Posúvacie sily, c) Ohybový moment

Ďalším návrhovým prístupom použitým pri výpočte vnútorných tlakov na štetovnici podľa EUROCODU 7 je redukcia zaťaženia a odporu. Súčinitele sú uvedené v (Tab. 5),(Tab. 6), ktoré zvyšujú tlak vody a aktívneho zemného tlaku. V prípade pasívneho zemného odporu dochádza k jeho znižovaniu. Po zostavení podmienky rovnováhy k stredu otáčania rozpere bola spočítaná nutná hĺbka uloženia  $d = 4,4$  m. Zobrazené napätia, vnútorné sily poukazujú na

zvýšený aktívny tlak a vodný tlak štetovnice čo vedie k väčšiemu ohybovému momentu (Graf 4 a), b), c)).

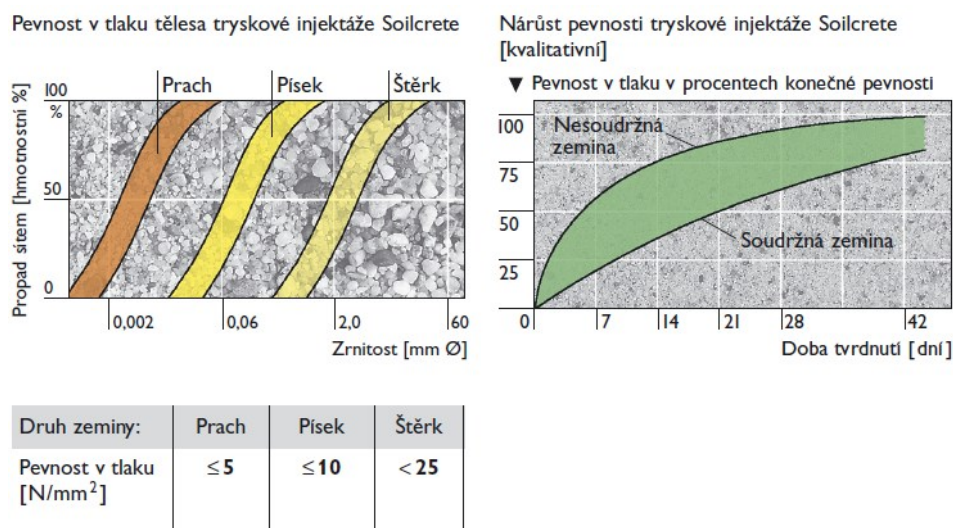


**Graf 4** - Vnútorne priebehy síl a momentov na štetovnici so vzniknutými tlakmi s použitím NP2 v zemine bez injeckáže a) Napätie, b) Posúvacie sily, c) Ohybový moment

Posledným použitým prístupom pri výpočte prostredia bez injeckáže bol NP3, ktorý redukuje zaťaženia GEO, STR a materiál. Návrhový prístup teda využíva súčinitele uvedené v (Tab. 7),(Tab. 8) na redukciiu geotechnického zaťaženia a zaťažení od konštrukcií. Vnútorne sily sú rovnaké ako v prípade použitia návrhové prístupu NP1 – kombinácia 2 (Graf 3a),b), c)). Hĺbka uloženia, ktorá je 3,04 m taktiež zodpovedá už použitému návrhovému prístupu NP1 s kombináciou 2.

## 6.2.2. Výpočet situácie s injektážou

Dôvodom použitia injektáže v prostredí bolo zabráneniu prelomeniu dna v stavebnej ohrádzky spolu so snahou o zníženie nutnej hĺbky uloženia. Bola navrhnutá trysková injektáž Soilcrete od spoločnosti Keller. V literatúre [19] je konštruktívne objasnená problematika spojená s injektážou zemín. Praktický príklad sa opiera o použitú literatúru, ktorá hovorí o zvýšení pevnosti v tlaku tryskovou injektážou (Obr. 23). [19]



**Obr. 23** - Pevnosť v tlaku po použití tryskovej injektáže [19]

Boli zostavené rovnice pre aktívny zemný tlak (30), pasívny zemný odpor, ktorého výslednica sa skladala zo 4 častí (31). Dôvodom týchto 4 výsledníc bolo použitie spomínanej injektáže. Hĺbka injektovania bola stanovená na 0,5 m. Poslednou výslednicou tlaku ako v prípade prostredia bez injektáže bola voda (32). Opäť bolo potrebné zostaviť momentovú podmienku rovnováhy k bode otáčania v rozpere (33). Vďaka čomu bola dopočítaná nutná hĺbka uloženia  $d = 1,61$  m. Z čoho vyplýva, že stanovená injektovaná hĺbka zeminy bola dostačujúca pretože sa nutné uloženie znížilo. Nasledovalo dočítanie sily v rozpere pomocou sumačnej podmienky rovnováhy síl (37), bez ktorej bi nebolo možné vytvoriť grafy pomocou Excelu na vnútorné priebehy síl a ohybových momentov. V grafe 5a), 5b), 5c) sú zobrazené výsledné vnútorné sily a geostatické napätia na štetovnici pri použití stupňa bezpečnosti bez redukcí.

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot d^2 \gamma_{su} \cdot k_a \quad (28)$$

$$(29)$$

$$S_p = S_{p1} + S_{p2} + S_{p3} + S_{p4}$$

$$S_{p1} = 2 \cdot c_{inj} \cdot \sqrt{k_{p,inj} \cdot m}$$

$$S_{p2} = \frac{m \cdot \gamma_{inj} \cdot k_{p,inj}}{2}$$

$$S_{p3} = m \cdot \gamma_{inj} \cdot k_p$$

$$S_{p4} = \frac{1}{2} \cdot (d - m)^2 \cdot \gamma_{su} \cdot k_p$$

$$S_w = S_{w1} + S_{w2} \quad (30)$$

$$S_{w1} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

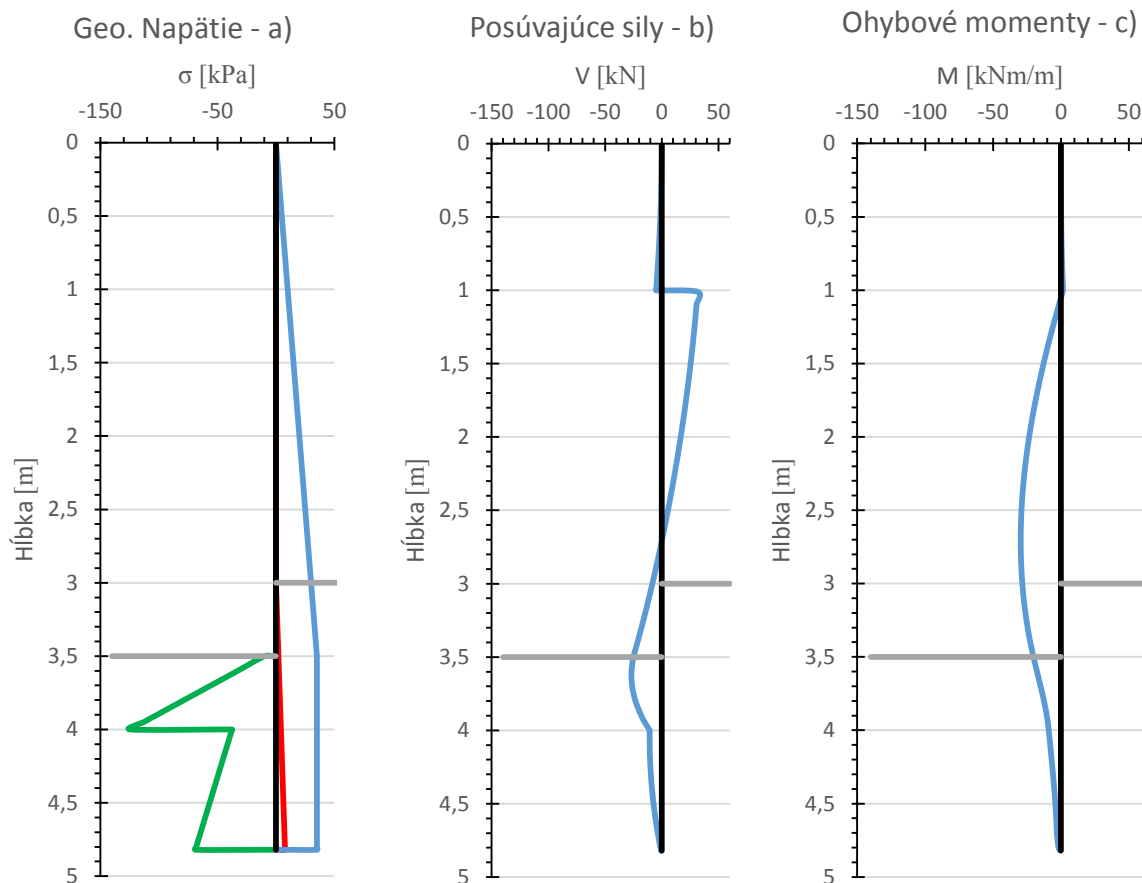
$$S_{w2} = \gamma_w \cdot H \cdot d$$

$$\sum M = 0 \quad (31)$$

$$\begin{aligned} & S_{p1} \cdot \left( \frac{m}{2} + H - h_k \right) + S_{p2} \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot m + H - h_k \right) \\ & + S_{p3} \cdot \left[ \frac{(d - m)}{2} + m + H - h_k \right] \\ & + S_{p4} \cdot \left[ \frac{2}{3} \cdot (d - m) + m + H - h_k \right] \\ & - S_a \cdot \left[ \frac{2}{3} \cdot (d + x) + H - x - h_k \right] - S_{w1} \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot H - h_k \right) \\ & - S_{w2} \cdot \left( \frac{d}{2} + H - h_k \right) = 0 \end{aligned}$$

$$\sum S = 0 \quad (32)$$

$$S_p - S_a - S_{w1} - S_{w2} + R_k = 0$$



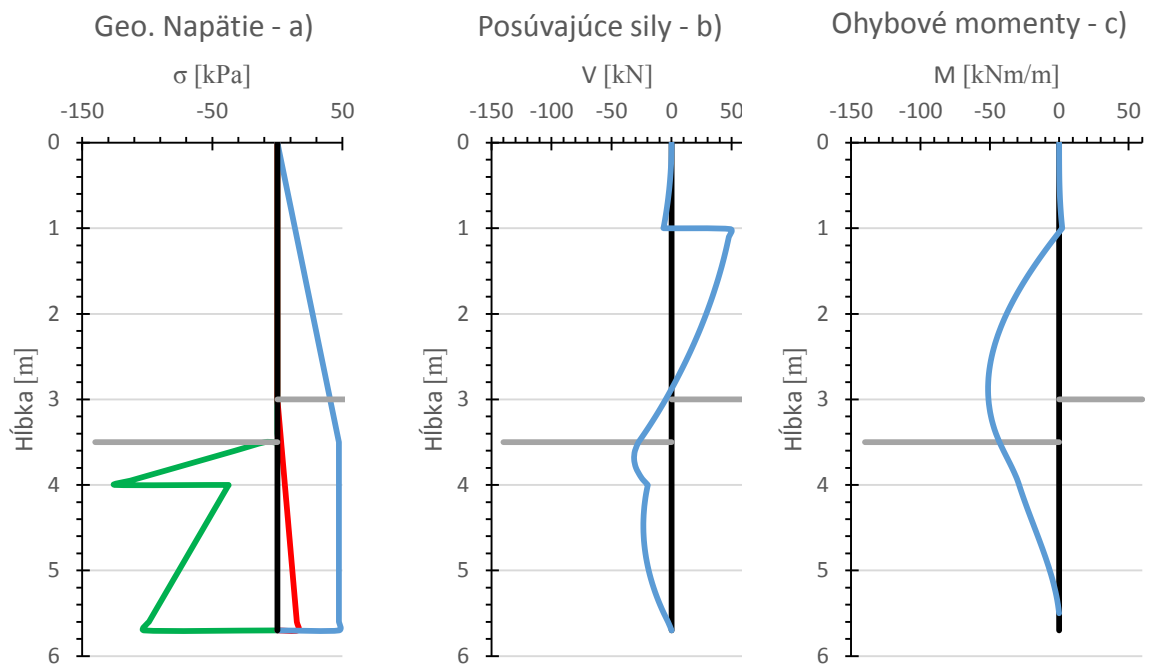
**Graf 5** - Vnútorné sily, ohybové momenty a napätia na štetovnici pri použití Stupňa bezpečnosti v injektovanej zemine a) Napätie, b) Posúvacie sily, c) Ohybový moment

Ďalej pokračovali obdobné riešenia ako v prípade zeminy bez použitia injektáže. NP1 – kombinácia 1 je zobrazená na grafe 6a), 6b), 6c). Hĺbka uloženia bola stanovená výpočtom na 2,2 m.

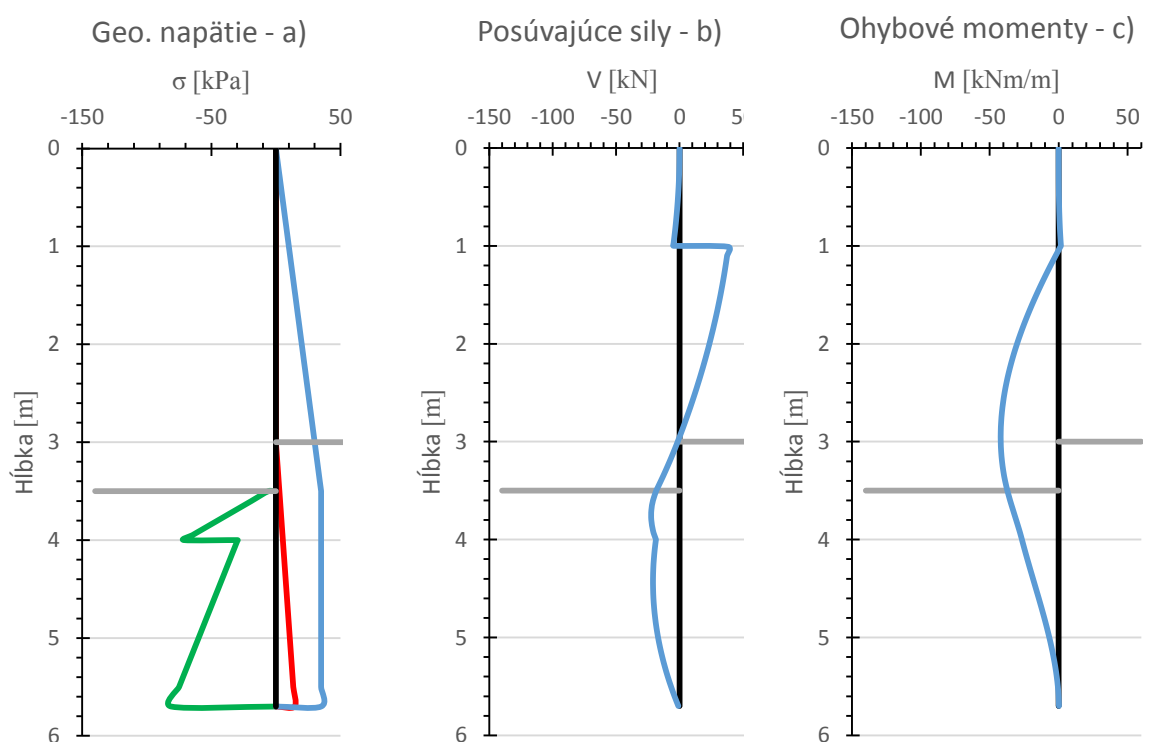
V prípade použitia NP1 – kombinácie 2 došlo oproti zemine bez injektáže ešte k zníženiu súdržnosti injektovanej zeminy podľa určeného súčiniteľa (Tab. 3), (Tab. 4). V grafe 7a), 7b), 7c) sú zobrazené vnútorné sily spolu s napätím. Hĺbka uloženia bola vypočítaná na 2,2 m.

NP2 na grafe 8a), 8b), 8c) bol taktiež použitý pri výpočte vnútorných síl na štetovnici v injektovanom prostredí. Pri výpočte boli použité rovnaké redukčné súčiniteľa ako pri neinjektovanej zemine (Tab. 5), (Tab. 6).

Návrhový prístup NP3 - redukcia GEO,STR a materiálu ma rovnaké použité dielčie súčinitele ako NP1 – kombinácia 2 (Tab. 7), (Tab. 8). Vnútorné sily sú zhodné s uvedeným NP1 – kombinácia 2 spolu z hĺbkou uloženia štetovnice.

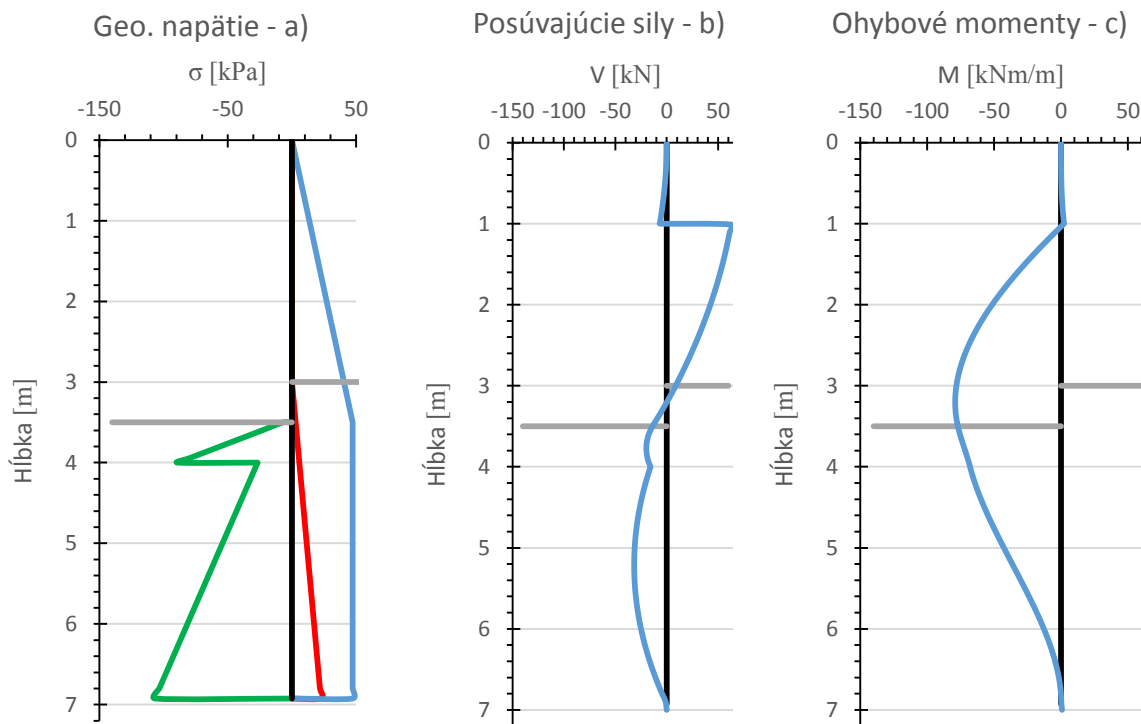


**Graf 7** - Napätie, posúvajúce sily a ohybové momenty na štetovnici pri použití NP1 - kombinácia 1 v zemine injektovanej a) Napätia, b) Posúvajúce sily, c) Ohybové moment



**Graf 6** - Napätia, vnútorné sily na štetovnici pri použití NP1 - kombinácia 2 v injektovanej zemine a) Napätie, b) Posúvajúce sily, c) Ohybový moment



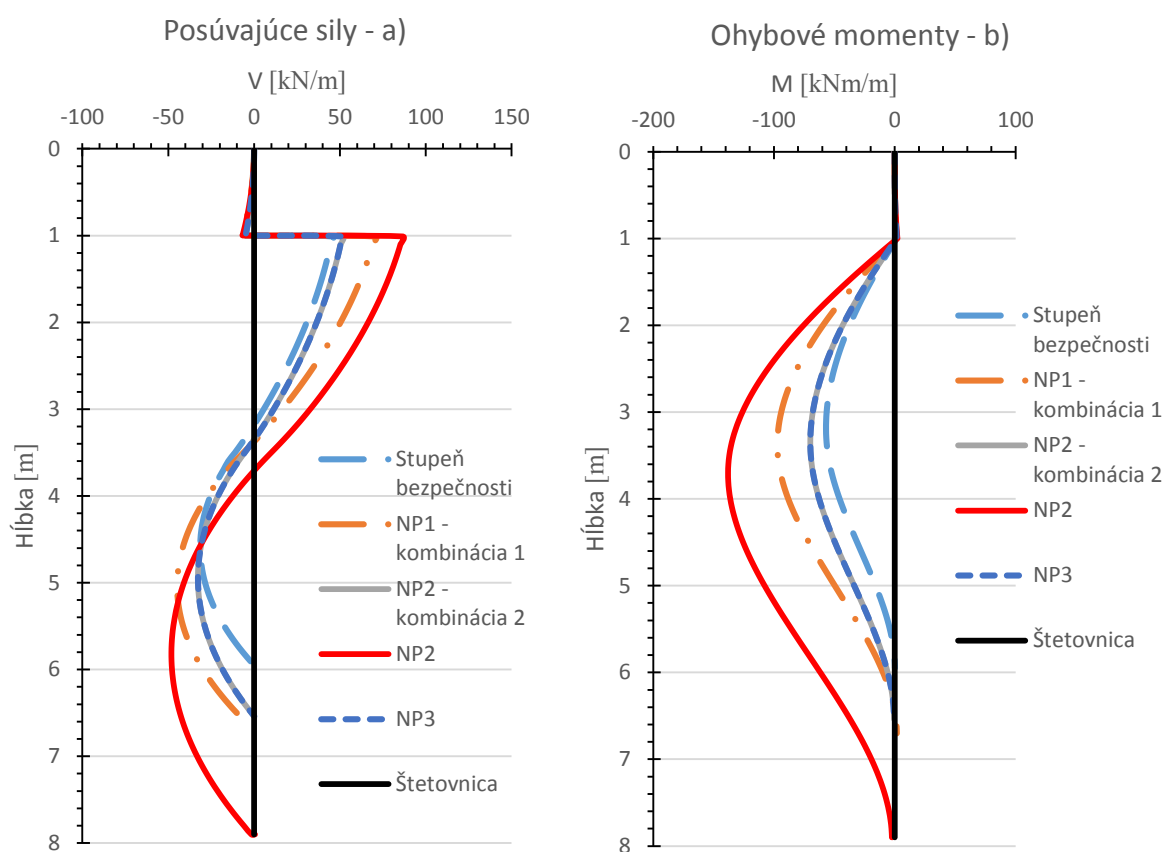


**Graf 8** - Priebehy vnútorných síl a napätí na štetovnici pri použití NP2 v injektovanej zemine  
a) Geostatické napätie, b) Posúvacie sily, c) Ohybové momenty

### 6.2.3. Porovnanie výsledkov

#### a) Porovnanie návrhových prístupov v neinjektovanej zemine

Výsledky sú porovnané na grafe 9a), 9b), ktorý reprezentuje všetky použité návrhové prístupy v jednom spolu so stavom bezpečnosti ako referenčné hodnoty. Pri navrhovaní pažiacich konštrukcií sa vynachádza podľa literatúry [20] z použitia návrhového prístupu NP1 – kombinácia 1, ktorý je totožný s NP3. Pri návrhu v nesúdržných zeminách podľa ČSN 73 0037, je lepšie vychádzať z EC7, v prípade potreby však môžeme kompenzovať až vylúčiť využitie redukcí aktívnych ale pasívnych tlakov a charakteristických uhlov trenia. Ale podľa prevedených výpočtov vyšli najhoršie možné podmienky pri použití návrhové prístupu NP2, ktorý redukuje (znižuje) pasívny zemný odpor a zvyšuje aktívny zemný tlak spolu tlakom vody. To bolo dôvodom zvýšených výsledníc jednotlivých tlakov na štetovnicu. V tabuľke 9 sú porovnané hĺbky uloženia pri použití jednotlivých prístupov v zemine bez injektáže a tabuľke 10 výsledné sily v rozpore podľa ktorej je možný návrh prierezu. [20]



**Graf 9** - Porovnanie návrhových prístupov v neinjektovanej zemine  
a) Posúvacie sily, b) Ohybové momenty

Návrhový prístup	Dĺžka štetovnice	
	Hĺbka uloženia v zemine [m]	Celková dĺžka štetovnice [m]
NP1 – kombinácia 1	3,20	7,20
NP2 – kombinácia 2	3,04	7,04
<b>NP2</b>	<b>4,40</b>	<b>8,40</b>
NP3	3,04	4,04
Stupeň bezpečnosti	2,45	6,45

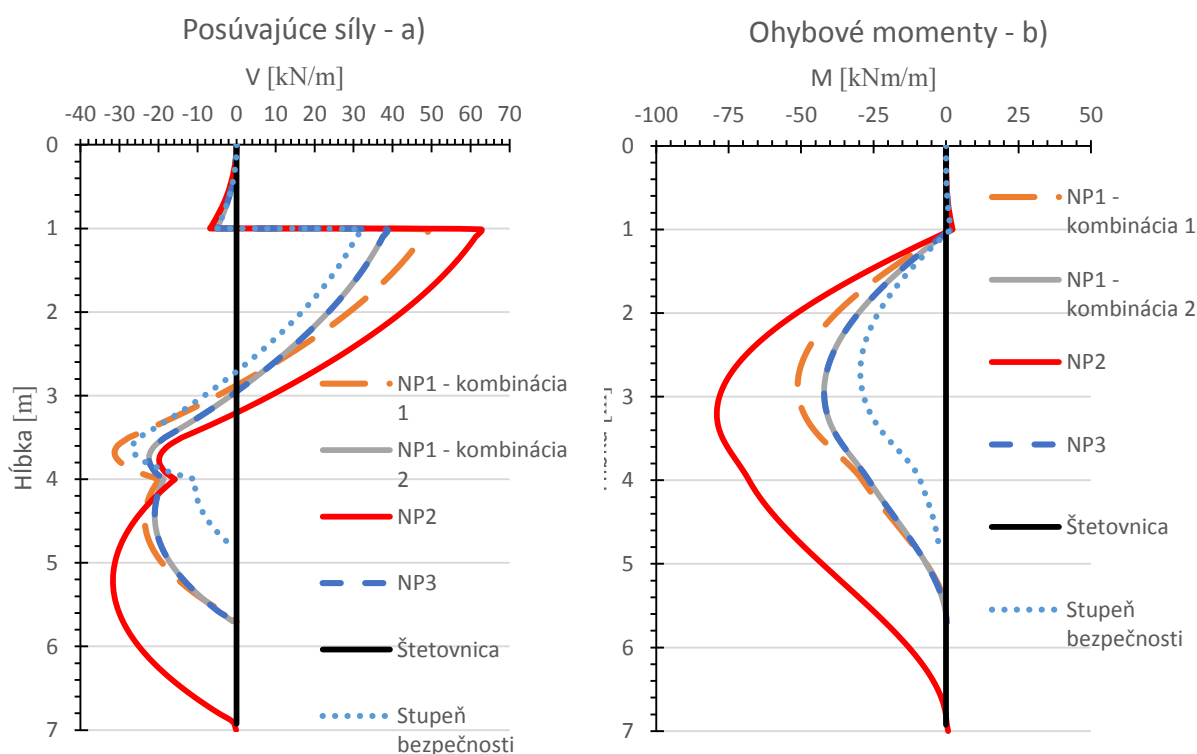
**Tab. 9** - Porovnanie hĺbky uloženia podľa návrhových prístupov v zemine bez injektáže

Návrhový prístup	Sila v rozpere [kN]
NP1 – kombinácia 1	77,32
N1 – kombinácia 2	56,42
<b>NP2</b>	<b>93,42</b>
NP3	56,42
Stupeň bezpečnosti	50,69

**Tab. 10** - Porovnanie Síľ v rozpere v zemine bez injektáže podľa návrhových prístupov

b) Porovnanie návrhových prístupov v injektovanej zemine

Z grafu 10a), 10b) injektovanej zeminy je badateľný rozdiel taktiež pri použití návrhového prístupu NP2, pri ktorom bolo opäť vypočítané najhlbšie votknutie. V prípade ohybových momentov dochádza k zmene priebehu vplyvom redukovania jednotlivých zaťažení, ktoré pôsobia na štetovnicu. Najväčšia hĺbka uloženia je 3,5 m. V tabuľke 11 sú porovnané hĺbky uložení v zemine podľa jednotlivých prístupov a v tabuľke 12 opäť sily vznikajúce v rozpere.



**Graf 10** - Porovnanie vplyvu návrhových prístupov na priebehy vnútorných síľ v injektovanej zemine a) Posúvacie sily, b) Ohybové momenty

Návrhový prístup	Dĺžka štetovnice	
	Hĺbka uloženia v zemině [m]	Celková dĺžka štetovnice [m]
NP1 – kombinácia 1	2,30	6,30
NP2 – kombinácia 2	2,20	6,20
<b>NP2</b>	<b>3,40</b>	<b>7,42</b>
NP3	2,20	6,20
Stupeň bezpečnosti	1,32	5,32

**Tab. 11** - Porovnanie hĺbky uloženia podľa návrhových prístupov v injektovanej zemině

Návrhový prístup	Sila v rozpere [kN]
NP1 – kombinácia 1	55,85
N1 – kombinácia 2	43,52
<b>NP2</b>	<b>69,46</b>
NP3	43,52
Stupeň bezpečnosti	36,70

**Tab. 12** - Porovnanie síl v rozpere v injektovanej zemině podľa návrhových prístupov

c) Porovnanie návrhu medzi neinjektovanou a injektovanou zeminou

Výsledné porovnanie (Tab. 13) medzi dvoma rozdielnymi situáciami, z ktorých bolo už na začiatku jasné, že pri použití injeckáže docielime zníženie potrebnej hĺbky votknutia štetovnice. Rozdiel hĺbky uloženia v najhoršom návrhovom prístupe (v tomto prípade NP2) medzi zeminou s použitou injeckážou a zeminou bez je 1 m. V tabuľke 14 sú porovnané maximálne vnútorné sily na štetovnici pri použití rozdielnych návrhových prístupov v injektovanej zemině a v zemině bez injeckáže. V tabuľke 15 sú porovnané výsledné sily v rozpere po použití jednotlivých návrhových prístupov.

Návrhové prístupy	Hĺbka uloženia [m]	
	Injektované z.	Neinjektovaná z.
NP1 – kombinácia 1	2,30	3,20
NP1 – kombinácia 2	2,20	3,04
<b>NP2</b>	<b>3,40</b>	<b>4,40</b>
NP3	2,20	3,04
Stupeň bezpečnosti	1,32	2,45

**Tab. 13-** Porovnanie hĺbky uloženia štetovnice zeminách podľa použitého návrhových prístupov

Návrhový prístup	Injektovaná zemina		Neinjektovaná zemina	
	Max V [kN/m]	Max M [kNm/m]	Max V [kN/m]	Max M [kNm/m]
NP1 – kombinácia 1	48,96	51,94	71,22	97,80
NP1 – kombinácia 2	38,42	42,04	51,32	69,86
<b>NP2</b>	<b>62,57</b>	<b>79,07</b>	<b>86,54</b>	<b>138,00</b>
NP3	38,42	42,04	51,32	69,86
Stupeň bezpečnosti	26,90	29,59	45,59	56,90

**Tab. 14 -** Porovnanie maximálnych vnútorných síl na štetovnici v injektovanej a neinjektovanej zemine pri použití návrhových prístupov

Návrhový prístup	Sila v rozpere [kN]	
	Použitá injektáž	Bez injektáže
NP1 – kombinácia 1	55,85	77,32
NP2 – kombinácia 2	43,52	56,42
<b>NP2</b>	<b>69,46</b>	<b>93,42</b>
NP3	43,52	56,42
Stupeň bezpečnosti	36,70	50,69

**Tab. 15 -** Porovnanie síl vznikajúce v rozpere pri použití injektáže a bez použitia s použitím rozdielných návrhových prístupov

### 6.3. Riešenie návrhu v programe GEO5

Návrh a posúdenie štetovnicovej ohrádzky bol prevedený pomocou programu GEO5 od spoločnosti FINE. V úvode kapitoly bolo povedané, že program pracuje na princípe závislých tlakov, preto môže byť dôvodom menších výsledných hodnôt vnútorných síl v porovnaní s klasickým výpočtom. Tento fakt je spôsobený tým, že program nepočíta s plnou veľkosťou tlakov. [8]

#### 6.3.1. Použitý medzný stav

Výpočet bol prevedený podľa stupňa bezpečnosti. Jedná sa síce o historicky najstarší spôsob ale stále je veľmi rozšírený. Hlavnou výhodou je jednoduchosť a prehľadnosť. Bezpečnosť je preukázaná pomocou stupňa bezpečnosti podľa vzťahu (33). [8]

$$FS \frac{X_{pas}}{X_{act}} > FS_{req} \quad (33)$$

Pri výpočte podľa zadaného medzného stavu nedochádza k redukcii zaťaženie ani parametrov zemín výpočtovými koeficientami.[8]

#### 6.3.2. Návrhové prístupy použité v GEO5

Čo sa týka návrhových prístupov použitých pri výpočte, boli všetky rovnaké ako v prípade ručného výpočtu. Uvedené jednotlivé návrhové prístupy spolu s použitými redukčnými koeficientami sú rozpísané v jednotlivých kapitolách Návrhových prístupov podľa EC 7.

#### 6.3.3. Výpočet

Výpočet bol prevedený pre všetky návrhové prístupy (NP1 – kombinácia 1,2; NP2; NP3) s očakávaným rozdielnym výsledkom vnútorných síl. Pre ilustráciu bolo použité prostredie bez injektáže. Dôvodom tohto rozhodnutia bolo, že nie je možné namodelovať v programe GEO5 situáciu v ktorej je použitá injektáž.

Každý výpočet v prostredí bez injektáže bol prevedený v module (Paženie návrh). Do modulu boli vložené vstupné parametre zeminy na základe ktorého boli vypočítané minimálne hĺbky uloženia štetovnice do zeminy spolu so výslednou silou v rozpere. V každom výpočte v modulu (Paženie návrh) získané 2 dôležité hodnoty. Jednalo sa o:

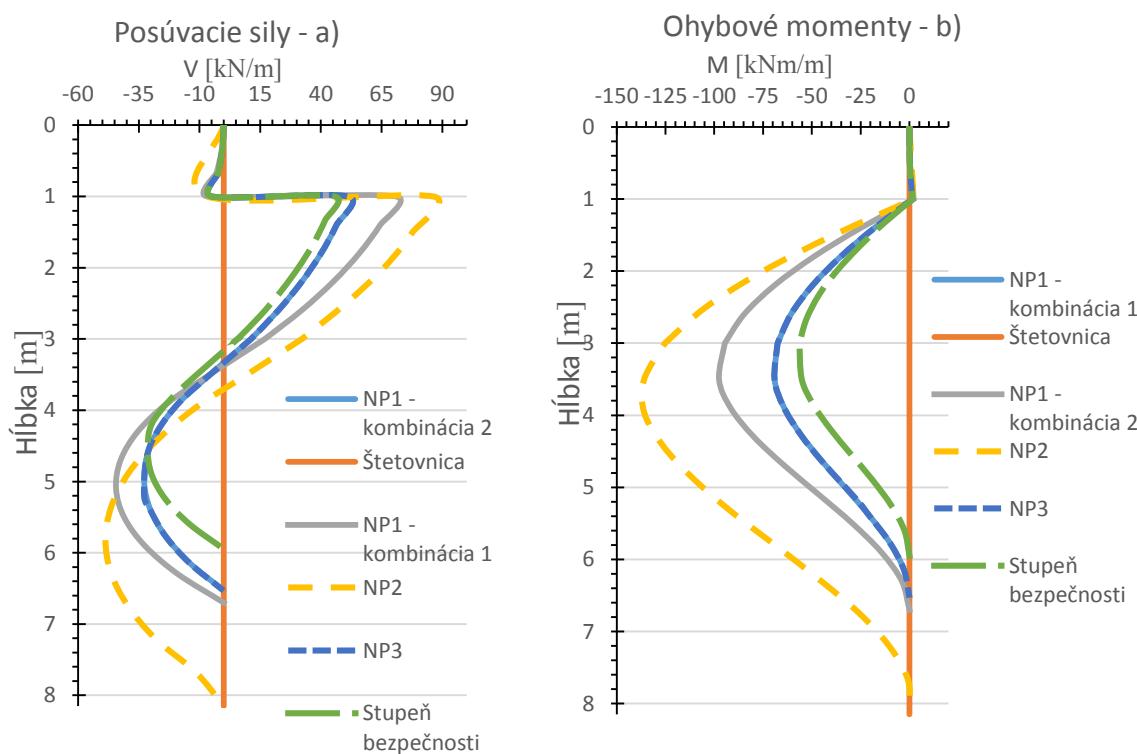
- Max. V – maximálna posúvajúca sila
- Max. M – maximálny ohybový moment

Dosiahnuté výsledky z jednotlivých návrhových prístupov sú zhrnuté v (Tab. 10). Ako je vidieť s použitím rozdielnych koeficientov stúpa alebo klesá hĺbka uloženia s max. vnútornými silami.

Návrhový prístup	Max V [kN/m]	Max M [kNm/m]
NP1 – kombi. 1	70,92	97,57
NP1 – kombi. 2	51,26	69,09
<b>NP2</b>	<b>86,25</b>	<b>135,9</b>
NP3	51,26	69,09
Stupeň bezpeč.	45,72	56,44

**Tab. 16** – Výsledky vnútorných síl v závislosti na použitom návrhovom prístupe programe GEO5

V Grafe 11a), 11b) je znázornený prehľad vývoja priebehov posúvajúcich síl a ohybových momentov pre jednotlivé návrhové prístupy. Hodnoty pre vykreslenie boli vybrané z programu GEO5 z modulu (paženie návrh) z jednotlivých dokumentov pre tlač. Tie



**Graf 11-** porovnanie výsledných vnútorných síl v programe GEO 5 v zemi bez injeckáže  
a)Priebeh posúvacích síl, b)Priebeh ohybových momentov

vždy tvoria výstup z programu spolu s grafickou časťou. Grafické výstupy sú pre jednotlivé návrhové prístupy v prílohe 2 až 6.

Výpočty preukázali, že na hĺbku uloženia štetovnice do zeminy má vplyv použitý návrhový prístup. Z čoho vyplýva, že podľa zvoleného NP sa bude meniť aj hĺbka uloženia (Tab. 15). V tabuľke 16 sú porovnané výsledné sily v rozpere pri použití jednotlivých návrhových prístupov. Najväčšia hĺbka uloženia spolu s najväčšou vyvedenou silou v rozpere bola dosiahnutá pri použití návrhového prístupu NP2 (Redukcia zaťaženia a odporu).

Návrhový prístup	Dĺžka štetovnice	
	Hĺbka uloženia v zemine [m]	Celková dĺžka štetovnice [m]
NP1 – kombinácia 1	3,19	7,19
NP2 – kombinácia 2	3,04	7,04
<b>NP2</b>	<b>4,64</b>	<b>8,64</b>
NP3	3,04	7,04
Stupeň bezpečnosti	2,45	6,05

**Tab. 17-** Hĺbka uloženia štetovnice podľa programu GEO5 s použitím rozdielnych návrhových prístupov

Návrhový prístup	Sila v rozpere [kN]
NP1 – kombinácia 1	77,67
N1 – kombinácia 2	56,26
<b>NP2</b>	<b>93,00</b>
NP3	56,26
Stupeň bezpečnosti	30,41

**Tab. 18 -** Porovnanie síl v rozpere pri použití programu GEO5

V prípade injektovanej zeminy nebolo možné dosiahnuť zvolenú situáciu preto nedošlo k použitiu programu GEO5 pre návrh injektovanej zeminy. Dôvodom znemožnenia bola zložitnosť navrhovaného prostredia, ktoré nebolo možné namodelovať v spomenutom programe. Najzásadnejší problém zohrala samotná injektáž vo vnútri ohrádzky, ktorá so sebou priniesla aj zmenu priebehov tlakov a tento priebeh nebol možný žiadnym spôsobom namodelovať v programe GEO5.



#### 6.4. Porovnanie výpočtu v programe GEO5 a klasického výpočtu v zemine bez injecktáže

Vzhľadom na predloženú skutočnosť, že nedošlo v návrh injektovanej zeminy v programe GEO5 je možné porovnať výsledky len z návrhu pre neinjektovanú zeminu. Pri neinjektovanej zemine sa potvrdil fakt o rozdielnych výsledkoch pri použití dvoch odlišných prístupov k výpočtu.

V tabuľke 17 sú vidieť minimálne rozdiely medzi klasickým postupom výpočtu a návrhom, ktorý bol prevedený v programe GEO5. Tieto minimálne rozdiely je vytvorený už spomenutým faktom, že program nepočíta s plnou veľkosťou tlakov. V tabuľke 18 sú uvedené nutné hĺbky uloženia štetovnice aby bola konštrukcia dostatočne stabilná a vzdorovala všetkým tlakom. Hĺbka uloženia je vo všetkých prípadoch rovnaká. V poslednej tabuľke 19 sú výsledné sily vznikajúce v rozpere. Rozdiely v silách sú minimálne.

Návrhový prístup	Nosníkový model		Program GEO5	
	Max V [kN/m]	Max M [kNm/m]	Max V [kN/m]	Max M [kNm/m]
NP1 – kombinácia 1	71,22	97,80	70,92	97,57
NP1 – kombinácia 2	51,32	69,86	51,26	69,09
<b>NP2</b>	<b>86,54</b>	<b>138,00</b>	<b>86,25</b>	<b>135,9</b>
NP3	51,32	69,86	51,26	69,09
Stupeň bezpečnosti	45,59	56,90	45,72	56,44

**Tab. 19-** Porovnanie maximálnych momentov a posúvajúcich síl na štetovnici

Návrhový prístup	Dĺžka uloženia štetovnice [m]	
	Nosníkový model	Program GEO5
NP1 – kombinácia 1	3,20	3,19
NP2 – kombinácia 2	3,04	3,04
<b>NP2</b>	<b>4,40</b>	<b>4,64</b>
NP3	3,04	3,04
Stupeň bezpečnosti	2,45	2,45

**Tab. 20** - Porovnanie hĺbky uloženia podľa návrhového stavu a použitého výpočtu

Návrhový prístup	Sila v rozpere [kN]	
	Nosníkový model	Program GEO5
NP1 – kombinácia 1	77,32	77,67
NP2 – kombinácia 2	56,42	56,26
<b>NP2</b>	<b>93,42</b>	<b>93,00</b>
NP3	56,42	56,26
Stupeň bezpečnosti	50,69	50,72

**Tab. 21** - Porovnanie návrhových prístupov a použitého výpočtu pri vznikajúcej sile v rozpere v zemine bez injektáže

V priložených jednotlivých tabuľkách je badateľný minimálny rozdiel medzi návrhovým výpočtom prevedením pomocou nosníkového modelu (Klasický výpočet) a v prípade použitia návrhu v programe GEO5. Minimálne rozdiely sú spôsobené v prípade použitého programu GEO5 tým, že nepočíta s plným zaťažením od zemných tlakov a vody. A v prípade klasického výpočtu spolu s použitím programu Excel, v ktorom mohlo dôjsť z zaokrúhleniu čísel a tým pádom sa výsledná hodnota maximálneho napätia, posúvajúcej sily, ohybového momentu zvýšila.

## 7. Záver

Hlavnou náplňou predloženej bakalárskej práce bol návrh a analýza vplyvu použitia návrhových prístupov na veľkosť vnútorných síl voľne uloženej štetovej ohrádzky v koryte rieky, spolu s využitím injektáže v zemine. V prípade zrovnania návrhových prístupov podľa zásad EC 7 boli prevedené na situácií bez použitia injektáže. Po dokončení výpočtov došlo ich porovnaniu. V prípade príkladu s použitím injektáže nebolo možné výpočet previesť v programe GEO5, pretože nie je možné namodelovať rozdielne priebehy napätí pred a za štetovnicou ani v prípade použitia modulu (paženie návrh) ani v prípade modlu (paženie posudok). Z toho dôvodu bol použitý iba klasický výpočet, ktorý bol následne porovnaný s výpočtom v prípade zeminy bez injektáže.

Ako prvý bol prevedený výpočet na nosníkovom modeli s použitím stupňa bezpečnosti. To znamená že nedošlo k redukcii tlakov vznikajúcich pozdĺž konštrukcie. Následne bol použitý program GEO5 s modulom (Paženie návrh), v ktorom bolo potrebné namodelovať predložený príklad zeminy bez injektáže. Vzhľadom na fakt, že sa jednalo štetovú ohrádzku, ktorá leží v koryte rieky bolo potrebné namodelovať vytvorené prostredie. V prípade použitia programu boli zadané nulové parametre vrstvy, ktorá bola považovaná za vodu a následne bol prevedený výpočet taktiež podľa stupňa bezpečnosti. Po porovnaní výsledkov bol použitý opäť klasický výpočet pre jednotlivé návrhové prístupy. Potom boli vyhodnotené návrhové prístupy v programe GEO5 a porovnané.

V prípade použitia injektáže prebehol výpočet iba s použitím klasického výpočtu a následným porovnaním so zeminou bez použitia injektáže. Výsledné porovnanie poukázalo, že použitá injektáž znížila potrebnú hĺbku uloženia v zemine a znížila vznikajúcu silu v rozpere. Je však potrebné podotknúť, že okrem hĺbky uloženia a sily mala injektáž vplyv aj na priebehy vnútorných síl, ktoré boli menšie.

Prínosom tejto práce je poukázať na vplyv hĺbky uloženia štetovnice v zemine pri použití injektáže a bez jej použitia. V prípade použitia programu GEO5 s modulom (Paženie návrh, posudok) bolo preukázane, že nie je schopný namodelovať prostredie, v ktorom je pred a za pažiacou konštrukciou rozdielne geostatické napätie. V prípade príkladu kedy bola zemina injektované bolo napätie pred štetovnicou v nelineárnom tvare čo znemožnilo použiť už spomenutý program. V prípade ručného výpočtu nebol žiaden problém s výpočtom hĺbky uloženia v injektovanej zemine.

## 8. Zoznam literatúry

- [1] HULLA J., Jozef a Peter TURČEK. Zakladanie stavieb. Bratislava: Jaga group s.r.o., 1998. ISBN 80-8895-05-2.
- [2] HULLA J., TURČEK P., BALIAK F., KLEPSATEL F. Predpoklady a skutočnosť v geotechnickom inžinierstve. 1. vyd. Bratislava: Jaga group v.o.s., 2002. ISBN 80-88905-42-7.
- [3] ROZSYPAL A. Kontrolní sledování a rizika v geotechnice. 1. vyd. Bratislava: Jaga group v.o.s., 2001. ISBN 80-88905-44-3.
- [4] MASOPUST J. Speciální zakládání staveb 2. díl. Vyd. 1. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2006. Učební texty vysokých škol. ISBN 80-7204-489-3.
- [5] SARSBY R. Environmental geotechnics. London: Thomas Telford Ltd, 2000. ISBN 0-7277-2752-4.
- [6] ORLT J. Štětové stěny a jímky. Praha: SNTL - Nakladatelství technické literatury n. p., 1967. 92 s.
- [7] VYDROVÁ L., SGS Optimalizace využití numerických metod pro navrhování a realizaci podzemních staveb [online 12.04.2016]. Dostupné z: [http://departments.fsv.cvut.cz/k135/cms/?page\\_id=1022](http://departments.fsv.cvut.cz/k135/cms/?page_id=1022)
- [8] FINE. Manuál softwaru GEO5. [online 25.04.2016]. © 2007-2015. Dostupné z: <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/pouzivani-napovedy-01/>
- [9] MASOPUST, Jan. Rizika prací speciálního zakládání staveb. 1. vyd. Praha: Pro Asociaci dodavatelů speciálního zakládání staveb a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě vydalo Informační centrum ČKAIT, 2011. Technická knižnice (ČKAIT). ISBN 978-80-87438-10-7.
- [10] MASOPUST, Jan. Navrhování základových a pažicích konstrukcí: příručka k ČSN EN 1997. 1. vyd. Praha: Pro Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě vydalo Informační centrum ČKAIT, 2012. ISBN 978-80-87438-31-2.
- [11] TURČEK, Peter et al. Zakládání staveb. Bratislava: Jaga group, s.r.o., 2005. 302 s. ISBN 80-8076-023-3.
- [12] VANÍČEK, Ivan. Mechanika zemin. Vyd. 3. přeprac. V Praze: České vysoké učení technické, 1996. ISBN 80-01-01437-1.
- [13] ČSN 73 6850 Sypané přehradní hráze
- [14] O'BANNON P., Working the Dry: Cofferdams, In-River Construction and the United States Army Corps of Engineers, [online 20.04.2016]. dostupné z:

- <http://www.lrp.usace.army.mil/Portals/72/docs/Library/workinginthedry.pdf>
- [15] NEMETI Kamran M., Temporary Structures Cofferdams, [online 20.04.2016].  
dostupné z:  
<http://courses.washington.edu/cm420/Lesson4.pdf>
- [16] CHAUDHARI Keshab K., Best Engineering projects, [online 18.04.2016]. dostupné z:  
<http://bestengineeringprojects.com/civil-projects/cofferdams-types-of-cofferdams/>
- [17] ZAKLADANÍ STAVEB a.s. Vodní stavitelství. *Zakladani.cz* [online 16.04.2016].  
Dostupné z:  
<http://www.zakladani.cz/cz/vodni-stavitelstvi>
- [18] NAVRHOVÁNÍ PAŽÍCÍCH KONSTRUKCÍ – PRÍRUČKA k ČSN EN 1997 [online 20.04.2016]. dostupné z:  
[http://www.profesis.cz/files//dokumpdf/tp1.9.6/tp1.9.6\\_kap3.pdf](http://www.profesis.cz/files//dokumpdf/tp1.9.6/tp1.9.6_kap3.pdf)
- [19] SPECIALNÍ ZAKLÁDANÍ SPOL. s.r.o., KELLER, Trysková injektáž Soilcrete  
[online 21.04.2016] dostupné z:  
<http://docplayer.cz/3434743-Prospekt-67-03-cz-tryskova-injektaz-soilcrete.html>
- [20] EUROCOD 7 – ZKUŠENOSTI S UPLATNENÍM V GEOTECHNICE, Česka  
geotechnická společnost ČSSI, Zakladaní staveb Brno, Sborník příspěvků

## 9. Zoznam obrázkov

<b>Obr. 1-</b> Stavebná ohrádzka [17].....	15
<b>Obr. 2</b> - Hrádzové ohrádzky [6].....	18
<b>Obr. 3</b> - Jednoduchá tabuľová ohrádzka [6] .....	19
<b>Obr. 4</b> - Dvojitá tabuľová ohrádzka [6],[16] .....	20
<b>Obr. 5</b> - Jednoduché drevené ohrádzky [6].....	21
<b>Obr. 6</b> - Dvojitá tabuľová ohrádzka [6] .....	22
<b>Obr. 7</b> - Stupňovitá ohrádzka [6] .....	22
<b>Obr. 8</b> - Skriňová ohrádzka [6] .....	23
<b>Obr. 9</b> - Zrubové ohrádzky [6].....	24
<b>Obr. 10</b> - Betónové ohrádzky [6].....	25
<b>Obr. 11</b> - Oceľová ohrádzka [6].....	27
<b>Obr. 12</b> - Valcová ohrádzka [6] .....	28
<b>Obr. 13</b> - Baranenie štetovej steny a) stupňovité, b) šikmé, c) s vodiacimi štetovnicami [6] .	28
<b>Obr. 14</b> - Ručné baranidlo na vode [6] .....	29
<b>Obr. 15</b> – Vplachovanie [6] .....	30
<b>Obr. 16</b> - Vzpieranie ohrádzky [6].....	31
<b>Obr. 17</b> - Schéma rozopierania štetovej steny [6].....	32
<b>Obr. 18</b> - Odstraňovanie štetovnic [6] .....	34
<b>Obr. 19</b> - Závislosť zemných tlakov na deformácií konštrukcie .....	36
<b>Obr. 20</b> - Tlak na pažiacu stenu vo vrstevnatom prostredí [18] .....	40
<b>Obr. 21</b> - Statické typy pažiacich konštrukcií a) votknutá do dna, b) kotvenie s voľným uložením päty, c) kotvenie s votknutím päty, d) viacnásobné podoprenie [18].....	41
<b>Obr. 22</b> - Zadanie riešeného príkladu: a) injektovaná zemina, b) neinjektovaná zemina .....	44

## 10. Zoznam tabuliek

<b>Tab. 1</b> – Orientačné hodnoty priepustnosti [13] .....	17
<b>Tab. 2</b> – Orientačné hodnoty priepustnosti [13] .....	20
<b>Tab. 3</b> - Súčinitele redukcie materiálu NP1 [8] .....	45
<b>Tab. 4</b> - Súčinitele redukcie zaťaženia NP1 [8] .....	46
<b>Tab. 5</b> - Súčiniteľ redukcie zaťaženia NP2 [8] .....	46
<b>Tab. 6</b> - Súčinitele redukcie odporu NP2 [8] .....	46
<b>Tab. 7</b> - Súčinitele redukcie zaťaženia NP3 [8] .....	47
<b>Tab. 8</b> - Súčiniteľ redukcie zaťaženia NP3 [8] .....	47
<b>Tab. 9</b> - Porovnanie hĺbky uloženia podľa návrhových prístupov v zemine bez iniektáže .....	58
<b>Tab. 10</b> - Porovnanie Síl v rozpere v zemine bez iniektáže podľa návrhových prístupov .....	59
<b>Tab. 11</b> - Porovnanie hĺbky uloženia podľa návrhových prístupov v iniektovanej zemine ....	60
<b>Tab. 12</b> - Porovnanie síl v rozpere v iniektovanej zemine podľa návrhových prístupov .....	60
<b>Tab. 13</b> - Porovnanie hĺbky uloženia štetovnice zeminách podľa použitého návrhových prístupov .....	61
<b>Tab. 14</b> - Porovnanie maximálnych vnútorných síl na štetovnici v iniektovanej a neiniektovanej zemine pri použití návrhových prístupov .....	61
<b>Tab. 15</b> - Porovnanie síl vznikajúce v rozpere pri použití iniektáže a bez použitia s použitím rozdielnych návrhových prístupov .....	61
<b>Tab. 16</b> – Výsledky vnútorných síl v závislosti na použitom návrhovom prístupe programe GEO5 .....	63
<b>Tab. 17</b> - Hĺbka uloženia štetovnice podľa programu GEO5 s použitím rozdielnych návrhových prístupov .....	64
<b>Tab. 18</b> - Porovnanie síl v rozpere pri použití programu GEO5 .....	64
<b>Tab. 19</b> - Porovnanie maximálnych momentov a posúvajúcich síl na štetovnici .....	65
<b>Tab. 20</b> - Porovnanie hĺbky uloženia podľa návrhového stavu a použitého výpočtu .....	65
<b>Tab. 21</b> - Porovnanie návrhových prístupov a použitého výpočtu pri vznikajúcej sile v rozpere v zemine bez iniektáže .....	66

## 11. Zoznam rovníc

(1) Súčiniteľ aktívneho zemného tlaku [1] .....	37
(2) Zjednodušený súčiniteľ aktívneho zemného tlaku [9] .....	37
(3) Výslednica aktívneho zemného tlaku [9] .....	38
(5) Zjednodušený súčiniteľ pasívneho zemného tlaku [9] .....	38
(6) Výslednica pasívneho tlaku pre nesúdržné zeminy [9] .....	38
(7) Výslednica pasívneho tlaku pre súdržné zeminy [9] .....	38
(8) Súčiniteľ tlaku v kľude podľa Terzaghiho [9] .....	38
(9) Súčiniteľ tlaku v kľude podľa Jákyho [1] .....	38
(10) Výslednica napätí tlaku v kľude [1] .....	38
(11) Objemová tiaž zeminy pod hladnou podzemnej vody [9] .....	39
(12) Objemová tiaž zeminy plne nasýtená vodou [9] .....	39
(13) Výslednica pôsobenia hydrostatického tlaku [9] .....	39
(14) Výslednica pôsobenia hydrostatického tlaku [9] .....	39
(15) Objemová tiaž zeminy v prípade prúdenia vody pod päťou [9] .....	39
(16) Podmienka rovnováhy pre výpočet hĺbky votknutia [9] .....	42
(17) Obecná rovnica pre výpočet hĺbky votknutia štetovnice [9] .....	42
(18) Stanovenie tlaku na základe deformácie konštrukcie [9] .....	43
(19) Stanovenie tlaku na základe deformácie konštrukcie [9] .....	43
(20) Stanovenie tlaku na základe deformácie konštrukcie [9] .....	43
(21) Objemová tiaž zeminy plne nasýtená vodou .....	44
(22) Objemová tiaž zeminy pod hladinou podzemnej vody .....	44
(23) Výslednica pasívneho zemného odporu zemine bez injeckáže .....	48
(24) Výslednica aktívneho tlaku v zemine bez injeckáže .....	48
(25) Výslednica tlaku vody .....	48
(26) Momentová podmienka pre výpočet hĺbky uloženia štetovnice do zeminy .....	48
(27) Podmienka rovnováhy síl pre výpočet sily v rozpere .....	48
(28) Výslednica aktívneho zemného odporu v injektovanej zemine .....	54
(29) Výslednica pasívneho zemného odporu v injektovanej zemine .....	54
(30) Výslednica tlaku vody .....	54
(31) Momentová podmienka pre výpočet hĺbky uloženia v zemine s injeckážou .....	54
(32) Podmienka rovnováhy síl pre výpočet sily v rozpere v injektovanej zemine .....	54
(33) Preukázanie stupňa bezpečnosti .....	54



## 12. Zoznam grafov

<b>Graf 1</b> - Priebehy vnútorných síl a tlakov na štetovnici podľa stupňa bezpečnosti.....	49
<b>Graf 2</b> - Vnútorné sily na štetovnici spolu s napätím v prípade použitia NP1 - kombinácia 1 a) Napätie, b) Posúvacie sily, c) Ohybové momenty.....	50
<b>Graf 3</b> - Tlak na štetovnicu spolu s vnútornými priebehmi síl a napätí pri použití NP1 - kombinácia 2 v zemine neinjektovanej a) Napätie, b) Posúvacie sily, c) Ohybový moment ..	51
<b>Graf 4</b> - Vnútorné priebehy síl a momentov na štetovnici so vzniknutými tlakmi s použitím NP2 v zemine bez injeckáže a) Napätie, b) Posúvacie sily, c) Ohybový moment.....	52
<b>Graf 5</b> - Vnútorné sily, ohybové momenty a napätia na štetovnici pri použití Stupňa bezpečnosti v injektovanej zemine a) Napätie, b) Posúvacie sily, c) Ohybový moment.....	55
<b>Graf 6</b> - Napätia, vnútorné sily na štetovnici pri použití NP1 - kombinácia 2 v injektovanej zemine a) Napätie, b) Posúvajúce sily, c) Ohybový moment.....	56
<b>Graf 7</b> - Napätie, posúvajúce sily a ohybové momenty na štetovnici pri použití NP1 - kombinácia 1 v zemine injektovanej a) Napätia, b) Posúvajúce sily, c) Ohybové moment ....	56
<b>Graf 8</b> - Priebehy vnútorných síl a napätí na štetovnici pri použití NP2 v injektovanej zemine .....	57
<b>Graf 9</b> - Porovnanie návrhových prístupov v neinjektovanej zemine a) Posúvacie sily, b) Ohybové momenty .....	58
<b>Graf 10</b> - Porovnanie vplyvu návrhových prístupov na priebehy vnútorných síl v injektovanej zemine a) Posúvacie sily, b) Ohybové momenty .....	59
<b>Graf 11</b> - porovnanie výsledných vnútorných síl v programe GEO 5 v zemine bez injeckáže	63